

Resumen

El presente proyecto final de carrera tiene como objetivo el análisis de una estructura metálica del siglo XX: la Torre Jaume I, torre central del teleférico del puerto de Barcelona. Incluida en el paisaje de Barcelona desde 1930, la Torre Jaume I es uno de los numerosos símbolos de la ciudad.

La primera parte del proyecto presenta la historia del proyecto. En primer lugar, se resumen los acontecimientos históricos que conoció la ciudad de Barcelona entre la revolución industrial y la Exposición Universal de 1929 y los cambios urbanísticos que implicaron. A continuación, se presentan las razones que motivaron la construcción del teleférico del puerto y las personas que lo diseñaron. Por fin, se describe el proyecto a través de sus antecedentes, prototipos y la versión definitiva.

Las partes siguientes tratan de comprobar la estructura metálica principal de la Torre Jaume I. La comprobación se hace según dos métodos, un método gráfico y un método utilizando los elementos finitos. El método gráfico empleado sirvió a la comprobación y al cálculo de números edificios tal como las pilas de puentes metálicos o la Torre Eiffel. Permite de conocer los esfuerzos sufridos por las barras principales de la estructura y de deducir la resistencia de las secciones y comprobar la estructura al pandeo. El método de cálculo por elementos finitos se aplica mediante el software PowerFrame. Siguiendo el Código Técnico de la Edificación y utilizando una modelización en 3D de la estructura se realiza la comprobación al agotamiento en resistencia de las secciones de las barras y el riesgo de pandeo de las barras. Al final de esta parte, se hace una comparación y de los resultados obtenidos con ambos métodos y las conclusiones que se puede deducir de los estudios.

En las dos últimas partes, se hace un presupuesto del material de la estructura principal y un estudio ambiental. El estudio se limita a evaluar el precio y el impacto sobre el medio ambiente de los perfiles, los cimientos y la pintura necesarios a la construcción de la estructura principal de la Torre Jaume I.

En este proyecto se realiza un análisis estructural únicamente de la estructura principal excluyendo del estudio los miradores, cubiertas, ascensores y escaleras. En efecto, el plano de la Torre Jaume I no da indicaciones suficientes sobre estas partes para permitir un análisis detallado. Para las mismas razones, las uniones serán consideradas como perfectamente rígidas o libres.





Sumario

RESUMEN	1
SUMARIO	3
1. PREFACIO	5
1.2. Origen del proyecto	5
1.3. Motivación	5
2. INTRODUCCIÓN	7
2.1. Objetivo del proyecto.....	7
2.2. Alcance del proyecto	7
3. HISTORIA DEL PROYECTO	9
3.1. Contexto	9
3.1.1. La Exposición Internacional de Barcelona de 1929	9
3.1.2. El auge de los transportes públicos eléctricos.....	12
3.1.3. Objetivos del transbordador aéreo	14
3.2. Los diseñadores	16
3.2.1. José Rodríguez Roda y Carles Buigas	16
3.2.2. Joan Deulofeu (1899-1949)	16
3.2.3. La empresa “Adolf Bleichert & Co”	19
3.3. La Torre Jaime I	22
3.3.1. El ascensor de Miramar	22
3.3.2. Primera proposición de transbordador aéreo	23
3.3.3. Proposición final del transbordador aéreo.....	25
4. COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON LA ESTÁTICA GRÁFICA	27
4.1. Definición del sistema estudiado	27
4.1.1. División en paneles y secciones	27
4.1.2. Propiedades mecánicas y geométricas de los elementos de la estructura principal.....	29
4.2. Cálculo de la estructura sometida a las cargas verticales.....	34
4.2.1. Definición de las cargas verticales	34
4.2.2. Cálculo del trabajo de los pilares debido a las cargas verticales.....	39
4.2.3. Cálculo de las cerchas de las bases de los miradores.....	39
4.3. Cálculo de la estructura sometida a las cargas horizontales debidas al viento	43
4.3.1. Presión de viento	43



4.3.2.	Superficies ofertas a la acción del viento y esfuerzos del viento.....	44
4.3.3.	Cálculo de los trabajos en las barras debidos al viento.....	46
4.4.	Coeficientes de trabajo máximo debidos a las cargas verticales y al viento y resistencia al pandeo	52
4.5.	Verificación de la estabilidad y comprobación de los cimientos	55
5.	COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON MÉTODOS ACTUALES	59
5.1.	Adaptación de las propiedades de los perfiles a la norma actual.....	59
5.1.1.	Propiedades mecánicas y composición química.....	59
5.1.2.	Perfiles	61
5.2.	Modelización de la Torre Jaume I.....	63
5.2.1.	Primera modelización y problemas encontrados	63
5.2.2.	Modelo definitivo	63
5.3.	Resultados	66
5.3.1.	Resultados generales	66
5.3.2.	Análisis en detalle de la estructura.....	67
5.3.3.	Análisis comparativo de los resultados	72
6.	PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA	73
6.1.	Perfiles metálicos	73
6.2.	Pintura de los perfiles.....	74
7.	IMPACTO AMBIENTAL	75
7.1.	Impacto el paisaje	75
7.2.	Impacto sobre el medio geológico	75
7.3.	Impacto sobre el agua	75
7.4.	Impacto sobre la atmosfera	75
	CONCLUSIONES	77
	AGRADECIMIENTOS	79
	BIBLIOGRAFÍA	81
	Referencias bibliográficas	81
	Bibliografía complementaria	83



1. Prefacio

1.2. Origen del proyecto

Estudiar en doble titulación en la Escuela Superior Técnica de Ingenieros de Barcelona me ha permitido de cursar la intensificación en Estructuras y Construcciones Industriales. Así, como deseo seguir en este campo en el mundo profesional me parecía adecuado de hacer mi proyecto de fin de carrera en relación con este tema.

La Torre Jaume I, dominando el puerto de Barcelona cual faro metálico, llamó mi atención cuando fui caminando por Barceloneta por la primera vez. Pensé que nunca había visto un faro en estructura metálica y vi las vagonetas rojas suspendidas en el aire y deduje que se trataba de un teleférico. Por su situación en el centro del puerto, su altura y su forma elegante, esta estructura única y original llamó mi interés y cuadraba con la serie de proyectos analizando las estructuras de edificios del siglo XX.

1.3. Motivación

Desde hace unos años, tengo un gran interés en la arquitectura y en la construcción. La formación en Estructuras y Construcciones Industriales me ha dado unas herramientas técnicas para analizar y calcular varios tipos de estructuras, y así abrirme las puertas del mundo de la edificación y de la construcción, y a lo mejor en un futuro no tan largo llegar a ser un actor de este mundo.

La altura siempre ha sido un verdadero desafío en este mundo para los arquitectos e ingenieros que construyen edificios cada vez más altos. Así, en Barcelona podemos observar varios edificios de altura que alcanzan o superan los 100 m. Dentro de estos se puede citar no sólo los rascacielos emblemáticos de la ciudad que son el Hotel W (99 m), la Torre Agbar (145 m), la Torre Mapfre (154 m) y el Hotel Arts (154 m), sino también unos monumentos tal como la Sagrada Familia (115 m) o la Torre Jaume I (109 m).

La serie de proyectos de estructuras de edificios del siglo XX estaba perfectamente en concordancia con mi orientación profesional, permitiéndome de documentarme sobre la historia y el patrimonio arquitectural de Barcelona mientras estudiando la estructura.



2. Introducción

2.1. Objetivo del proyecto

El objetivo de este proyecto es de presentar la Torre Jaume I tanto al nivel histórico como al nivel estructural. La función del estudio estructural de la torre sirve a comprobar las secciones de las barras empleadas para su construcción y no a justificar la forma y la arquitectura.

2.2. Alcance del proyecto

En la descripción histórica del proyecto se ponen de realce las etapas que llegaron a la construcción de una estructura única y excepcional y los progresos que permitieron su realización.

El alcance de este proyecto es presentar dos maneras de comprobación estructural y así tomar conciencia de los cambios y progresos en la teoría de estructuras metálicas y en la legislación.



3. Historia del proyecto

3.1. Contexto

3.1.1. La Exposición Internacional de Barcelona de 1929

Las últimas décadas del siglo XIX y principio del siglo XX ven el desarrollo masivo de la industrialización en España, consecutiva a la Revolución Industrial iniciada en Inglaterra en el siglo XVIII. Pero, en Catalunya y en particular la ciudad de Barcelona, la industrialización tuvo lugar desde el principio del siglo XIX, antes del resto de España, de tal manera que rápidamente la ciudad se transformó en el centro de vanguardia de la industria española y se posicionó como segunda ciudad más importante del país en el plano político.

Centro económico-industrial del país contando 530000 habitantes, la ciudad de Barcelona fue elegida para organizar la Exposición Universal de 1888, primer evento de este tipo en España. Después de la remodelación urbana debida al proyecto del Ensanche en 1859 [2] (en la Figura 3-1 y la Figura 3-2 se puede apreciar el cambio importante generado por el proyecto Ensanche), que permitió la expansión de la ciudad para resolver el problema de la elevada densidad de población, la Exposición de 1888 es el otro gran acontecimiento urbanístico y social de la segunda parte del siglo XIX (en la Figura 3-3 se puede ver en rojo el recinto de la Exposición Universal de 1888). Situada en el Parque de la Ciudadela y en la Barceloneta, la Exposición permitió la construcción del Arco de Triunfo, del parque zoológico, del Palacio de Justicia, del mercado del Born y de mejorar las infraestructuras de la ciudad [1]. El acontecimiento fue un éxito. Entre el 8 de abril y el 9 de diciembre 1888 la capital catalana recibió unos 400000 visitantes de todas las partes del mundo, dando así a Barcelona no sólo un rendimiento económico notable, sino también una buena reputación al nivel internacional como modelo de desarrollo [3].

Desde el final del siglo XIX, la industria eléctrica tuvo un desarrollo importante en Catalunya. Fuerte del éxito de la Exposición Universal de 1888 y del interés internacional, Barcelona decidió de organizar un nuevo acontecimiento de nivel mundial para presentar las novedades tecnológicas y proyectar la nueva imagen de la industria catalana. La Exposición Internacional de Barcelona de 1929, que tuvo lugar del 20 de mayo de 1929 al 30 de enero de 1930 en la montaña de Montjuich, permitió una nueva remodelación de la ciudad. Así, en la montaña se construyeron los edificios y atracciones que hoy en día son monumentos emblemáticos de la capital catalana, desde la plaza de España hasta el Palacio Nacional sin olvidar la Fuente Mágica, el Teatre Grec, el Pueblo Español o el Estadio Olímpico (en rojo sobre la Figura 3-4 se define el recinto de la Exposición de 1929) [4].





Figura 3-1 - Plano de los alrededores de la ciudad de Barcelona levantado por orden del Gobierno para la formación del proyecto de ensanche (Ildefons Cerdà - 1855) [1]

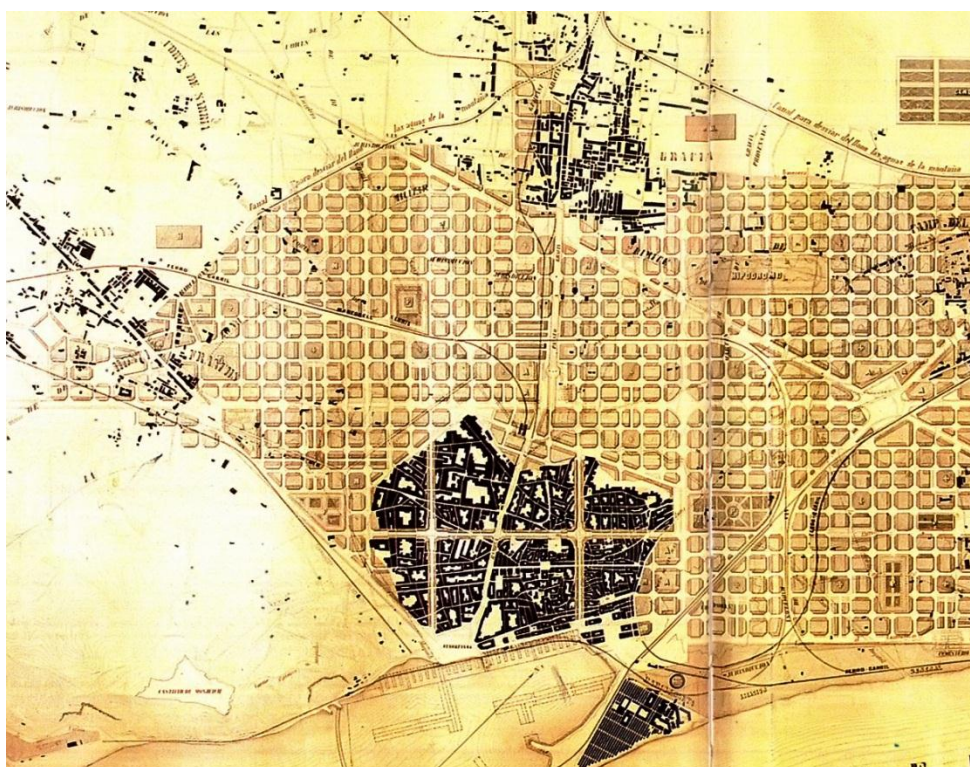


Figura 3-2 - Plano de los alrededores de la ciudad de Barcelona y proyecto de su Reforma y Ensanche (Ildefons Cerdà - 1863) [1]





Figura 3-3 - Plano de Barcelona y sus alrededores en 1890 (D. J. M. Serra - 1891) [1]

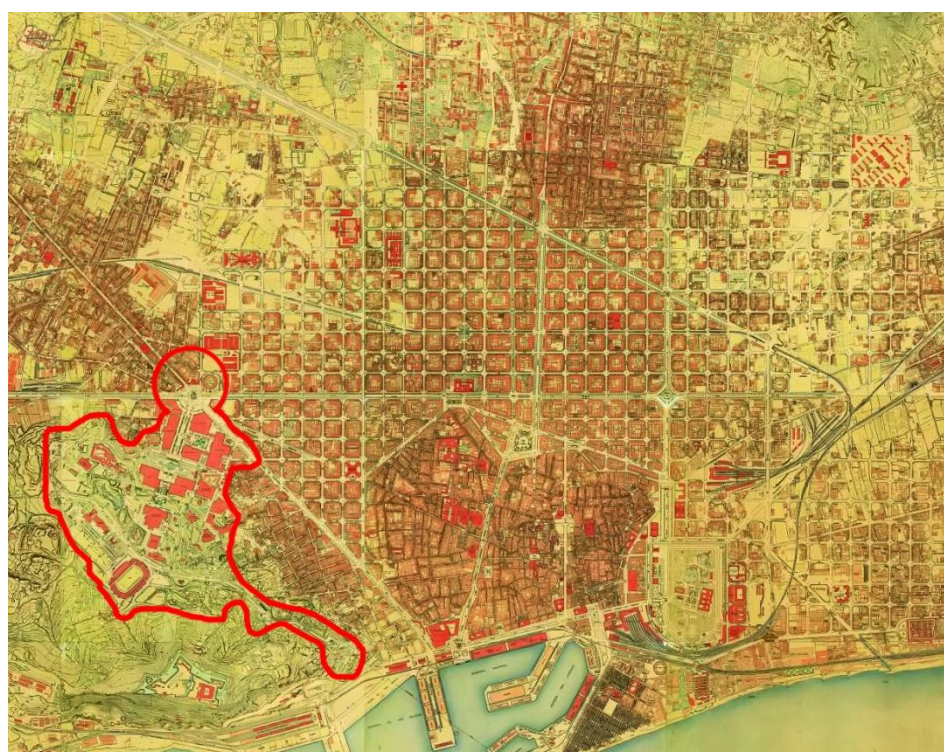


Figura 3-4 - Plano de Barcelona y sus alrededores en 1930-40 (Vicenç Martorell Portas) [1]



3.1.2. El auge de los transportes públicos eléctricos

El desarrollo de la industria eléctrica al final del siglo XIX dio lugar a la creación de nuevos medios de transporte públicos en Barcelona. Así, nació la primera línea eléctrica de tranvía en 1899 en el distrito de Sants-Montjuïc y, poco a poco, se electrificaron las otras líneas de tranvía, cambiando el vapor por la electricidad. En 1924, el metro hace su aparición en Barcelona con una primera línea entre Lesseps y Liceu (que se transformó después en la actual L3).

La Exposición planificada en Montjuich planteó la necesidad de transportes para conectar la montaña a la ciudad. Este menester decisivo para el buen desarrollo de la Exposición era una manera de promover los transportes públicos eléctricos que empezaban a multiplicarse en Barcelona y demostrar la tecnicidad en la construcción de ferrocarriles. Por consiguiente, se creó en 1926 una segunda línea de metro entre la Bordeta (barrio de Sants-Montjuïc) y Plaza Catalunya con una estación en plaza de España (que se extendió en la actual L1) y otros proyectos van a surgir para facilitar el acceso a la montaña de Montjuich [5]. Así, el funicular entre Paral·lel y Miramar entra en servicio el 24 de octubre de 1928 y permite de recorrer sin esfuerzos los 85 m de desnivel que se encuentran para subir hasta la terraza de Miramar y para acceder al Estadio Olímpico (Figura 3-5). En julio 1929 se abrió un segundo tramo de Miramar hasta el castillo de Montjuich (que se cerró en 1981 y para los juegos olímpicos de 1992 el funicular conoció una remodelación con el cambio de los trenes) [6]. Además, se construyó también el funicular del Palacio Nacional (Figura 3-6), instalación efímera destinada a evitar la ascensión de las escaleras monumentales hacia el palacio. Recorriendo los 28,50 m de altura que separaban la calle de Lérida de la entrada del edificio a una cadencia de 30 viajes/h en servicio continuo. El funicular, después de su desmantelamiento, tuvo una vida más tranquila en los Pirineos Catalanes donde permitía de subir el desnivel de 120 m entre el valle de Núria y el Hotel Puigmal de 1942 a 1987.

Dentro de los transportes y beneficiándose de los avances de la electricidad se encontraban los teleféricos. Así, en marzo 1928, fue presentado por los ingenieros José Rodríguez Roda y Santiago Rubió y Tudurí el proyecto del teleférico del estadio en prolongación del funicular del Palacio Nacional. Dejaría al público observar el sitio de la Exposición desde arriba y admirar el Castillo de Montjuich acercándose de su extremidad sur [7]. De una longitud de 950 m permitía de salvar el desnivel de 66 m entre la estación inferior y los 151 m de la estación superior (Figura 3-7). Pero, las vistas a la zona militar cercana y su punto de llegada, el castillo de Montjuich, un poco fuera del centro de las actividades ocasionaron que no se construyera [7]. Otro proyecto de este tipo, el teleférico del puerto, imaginado por José Rodríguez Roda y Carles Buigas y diseñado por el doctor ingeniero Joan Deulofeu en colaboración con la empresa alemana de teleféricos Bleichert, permitiría de unir el puerto



con la torre San-Sebastián a la terraza de Miramar pasando por una torre intermediaria, la torre de Jaime I.



Figura 3-5 - Fotografía del funicular de Montjuich y su presentación en el diario oficial de la Exposición [6]

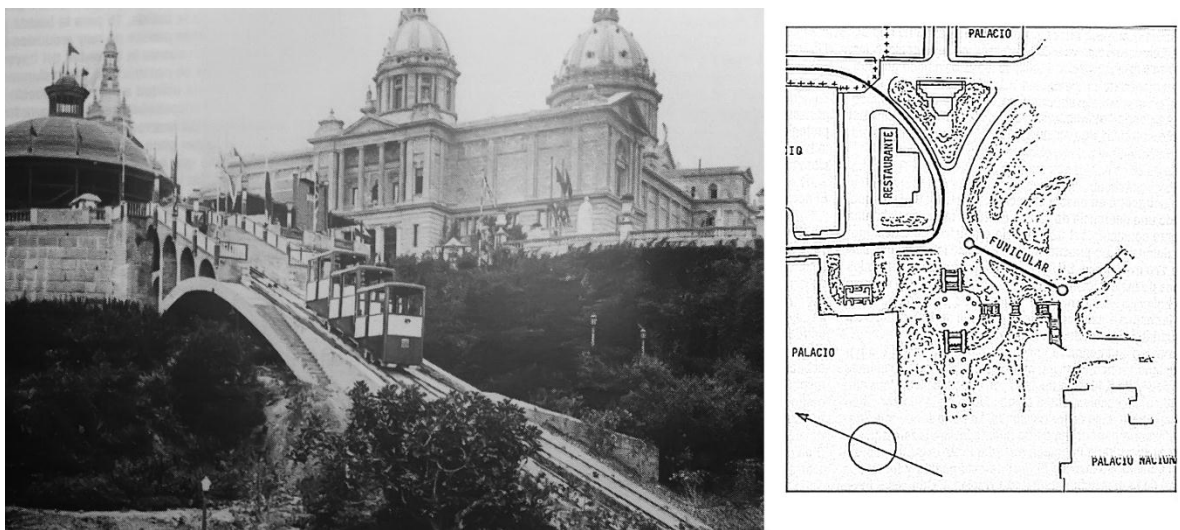


Figura 3-6 - Fotografía del funicular del Palacio Nacional y plano de situación [7]



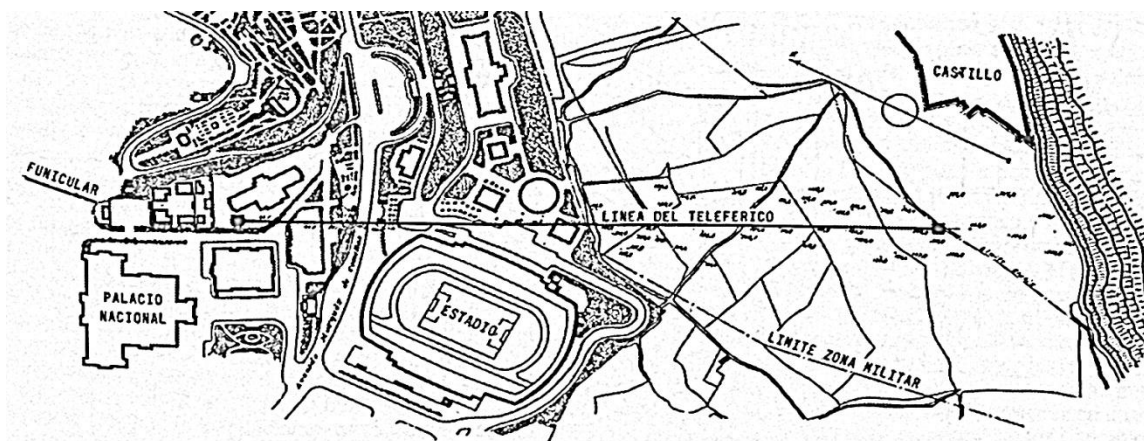


Figura 3-7 - Plano de situación del proyecto de teleférico en Montjuich [7]

3.1.3. Objetivos del transbordador aéreo

El objetivo principal fue de conectar la Exposición con el puerto como se puede ver en el mapa de situación de la Figura 3-8. En efecto, el muelle de Barcelona estaba un punto de intercambio importante, atracaban tanto los transatlánticos como los barcos de guerra extranjeros. Para facilitar el acceso directo hacia la terraza de Miramar, tribuna de la Exposición sobre el Mediterráneo. Además, durante la Exposición tuvieron lugar en la zona marítima unas actividades náutico-deportivas. Ofreciendo la posibilidad de pasar directamente de la montaña hacia el puerto permitiera de aumentar la participación del público a todos los acontecimientos proporcionados por la ciudad durante la temporada de las festividades.

Las playas de Barceloneta y los nuevos baños del Balneario de San-Sebastián son otras atracciones de la ciudad de Barcelona. Por consiguiente, para facilitar la transformación del viaje de descubierta hacia el viaje de placer, un acceso rápido y directo entre estas zonas de interés era una necesidad.

Finalmente, no cabe dudar del carácter lúdico de la atracción que constituía el transbordador del puerto como medio de transporte nuevo y agradable. Así, Carles Buigas pretendía también con el teleférico “ofrecer una extraordinaria atracción al público basada en tres de los elementos que más influyen en el éxito: la novedad, la emoción agradable y una incomparable y variada visión panorámica”. Para atravesar el puerto y llegar a la terraza de Montjuich, se construyó dos torres dentro de las cuales se situaban miradores para admirar el panorama sobre la ciudad y el mar. Para subir hasta los miradores se instaló unos rápidos ascensores para que el trayecto fuese el más agradable posible y el acceso más instantáneo [8].



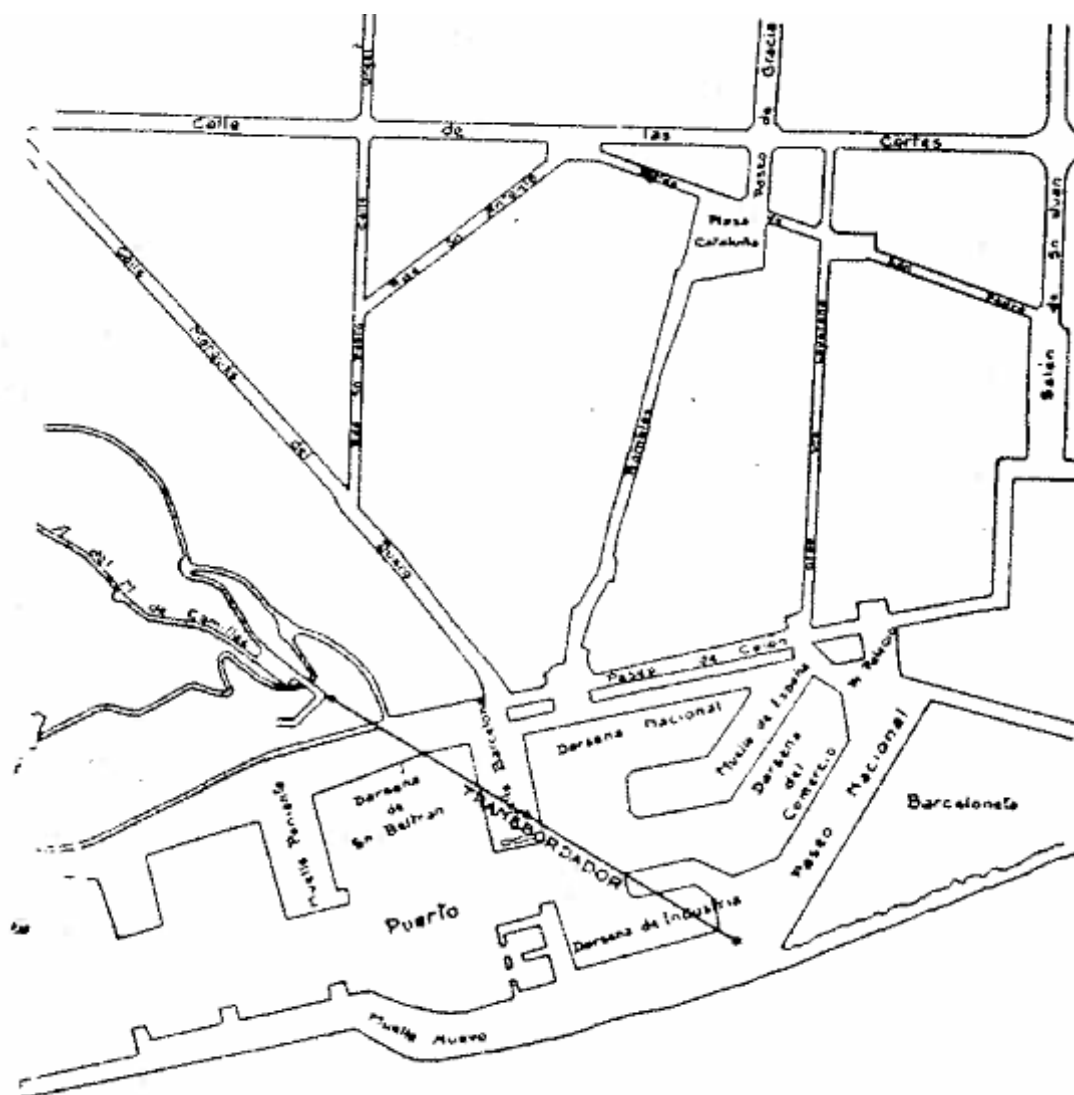


Figura 3-8 - Plano de situación del teleférico del puerto [8]



3.2. Los diseñadores

3.2.1. José Rodríguez Roda y Carles Buïgas

El ingeniero José Rodríguez Roda fue jefe de los servicios de tráfico de la Exposición Internacional de 1929. Por su posición, fue encargado de proponer y controlar los múltiples proyectos de transportes realizados para el acontecimiento [7].

Carles Buïgas (1898-1979), ingeniero electricista, arquitecto y luminotécnico español realizó en 1929 para la Exposición Internacional de Barcelona la Fuente Mágica, proyecto que le propulsó a una carrera internacional. Viviendo en París durante la Guerra Civil hasta 1942, ganó un renombre internacional trabajando en proyectos en todo el mundo (París, Lieja, Nueva York, Lisboa, Roma, Santo Domingo, Madrid, Granada, Valencia) que le valieron medallas y otros premios. Después de la crisis consecutiva a la finalización de la Segunda Guerra Mundial, muchos de sus proyectos fueron parados y luego escribió unos libros y artículos en La Vanguardia. Su pasión de los espectáculos de agua y luz dieron lugar a obras de teatro, de las cuales “La Nave Luminosa” en 1960 y “El teatre integral amb escenari d’Aigua-Llum-Música” en 1966 son las más famosas [9].

En 1926, José Rodríguez Roda y Carles Buïgas fueron los instigadores del proyecto de transbordador aéreo del puerto. Luego la colaboración entre José Rodríguez Roda y Ramón Calzada llegó a la petición de concesión presentada en octubre 1928.

3.2.2. Joan Deulofeu (1899-1949)

Acabando sus estudios de ingeniería en 1921 en la Escuela Industrial de Terrassa, empezó su carrera en uno de los más importantes talleres de construcción metálica de Catalunya: “Torras Herrería y Construcciones”. Durante este periodo, participó a la confección de los planos de obras importantes como el Mercado Central de Valencia, el edificio de Telefónica (primer edificio de estructura metálica del estado español y primer rascacielos levantando en Europa con sus 89,30 m de altura) construido entre 1926 y 1929, el edificio de la Unión y el Fénix Español construido entre 1928 y 1931 o la Estación de Portbou en 1929.

Abandonó su trabajo en el seno de “Torras”, tras recibir la proposición de realizar los planos del transbordador aéreo el 4 de abril de 1929. Diseñó las estructuras metálicas de las torres actuales del teleférico, la Torre de San-Sebastián de 80 m y la Torre Jaime I de 115 m que fue la torre de teleférico más alta del mundo. Esta obra, ofreció a Barcelona un monumento digno de comparación con la torre de Radio Berlín: Funkturm (de 150 m construida entre 1924 y 1926 en la Figura 3-10) o la Torre Eiffel (de 313 m construida para la Exposición Universal de París en 1889 en la Figura 3-9). En la Figura 3-11, se puede ver la similitud de construcción entre la Funkturm y la Torre Jaume I construidas a la misma época.



Después de esta obra, entró en política como alcalde de Badalona en enero de 1934 tras ganar las elecciones en frente de la Derecha Republicana de Catalunya. Los hechos del 6 de octubre de 1934, con la proclamación del Estado Catalán dentro de la República Federal Española, por parte del presidente de la Generalidad de Cataluña, Lluís Companys, le llevaron en cárcel. Contrajo una tuberculosis durante los tres meses que pasó encarcelado que le impidió de retornar a la carrera política, después de la amnistía política de 1936 que va reabrir los ayuntamientos catalanes. Con la Guerra Civil, se exilió en Francia en 1939 y luego en Colombia para huir del fascismo. Trabajó en Bogotá como profesor antes de convertirse en jefe del departamento técnico de la fábrica “Talleres Centrales”, industria del hierro importante de Colombia. Desapareció en un trágico accidente de aviación el 16 de agosto de 1949 [10].



Figura 3-9 - La Torre Eiffel a la Exposición Universal de Paris 1889 (Alphonse Liébert)





Figura 3-10 - Funkturm de Berlín en 1939 (Bundesarchiv)



Figura 3-11 - Comparación entre la torre de Radio Berlín y la Torre Jaume I
 izquierda: Funkturm en 1945 (revista LIFE, William Vandivert)
 derecha: Torre Jaume I (fuente propia)



3.2.3. La empresa “Adolf Bleichert & Co”

Adolf Hermann Bleichert (Figura 3-12) ingeniero pionero en la construcción de teleféricos de mercancías creó su propia empresa especializada en sistemas de transporte por teleférico en 1876: Adolf Bleichert & Co. La empresa acabó su actividad en 1931 por bancarrota después de la Gran Depresión [11].



Figura 3-12 - Adolf Hermann Bleichert [11]

La empresa, estuvo encargada de diseñar el sistema mecánico del transbordador aéreo de Barcelona. El proyecto resultó de la colaboración entre el ingeniero Friedrich Gründel de Adolf Bleichert & Co y Joan Deulofeu [7]. El sistema mecánico así diseñado tiene dos otras versiones similares en la montaña de la Mesa en África del Sur (1929 mejorado en 1997) y en Montserrat (1930) [12]. Se puede ver en la Figura 3-13 el sistema de motorización común a los teleféricos de la serie y en la Figura 3-14 y la Figura 3-15 se puede comprobar las similitudes de diseño de los sistemas de tensión. La manera de poner los contrapesos es la mayor diferencia, en Montserrat fueron ubicados en un foso y en Barcelona se utilizó la altura de la torre de San-Sebastián y se situaron cerca de la base de la torre para bajar el centro de gravedad.



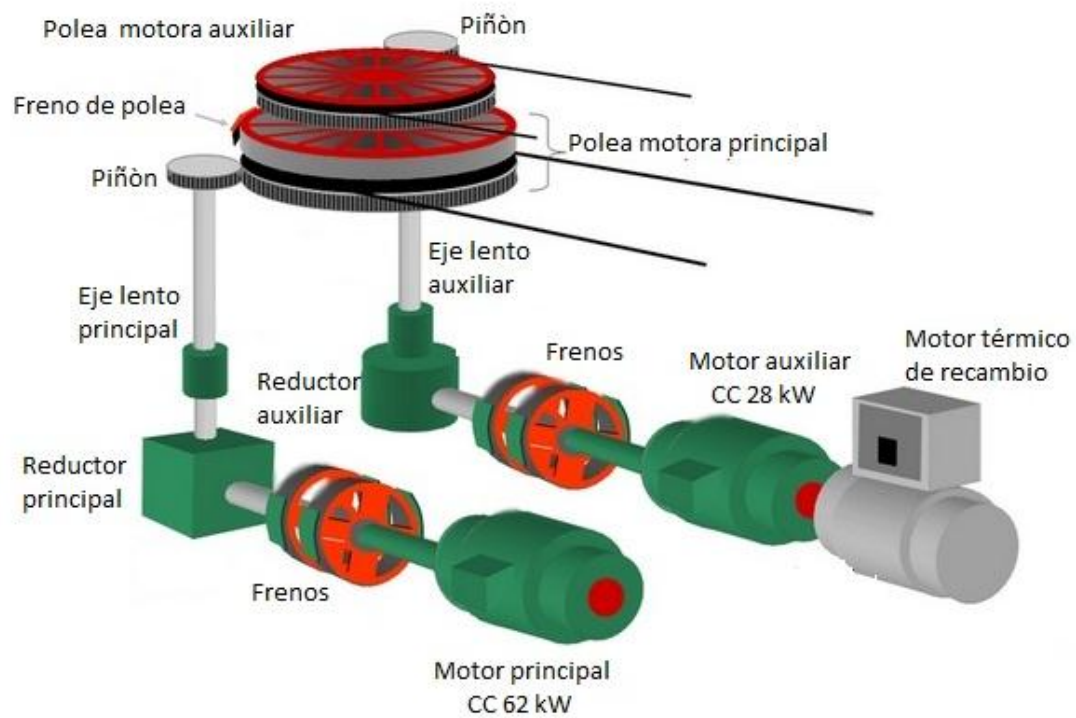


Figura 3-13 - Sistema de motorización de los teleféricos Bleichert [12]



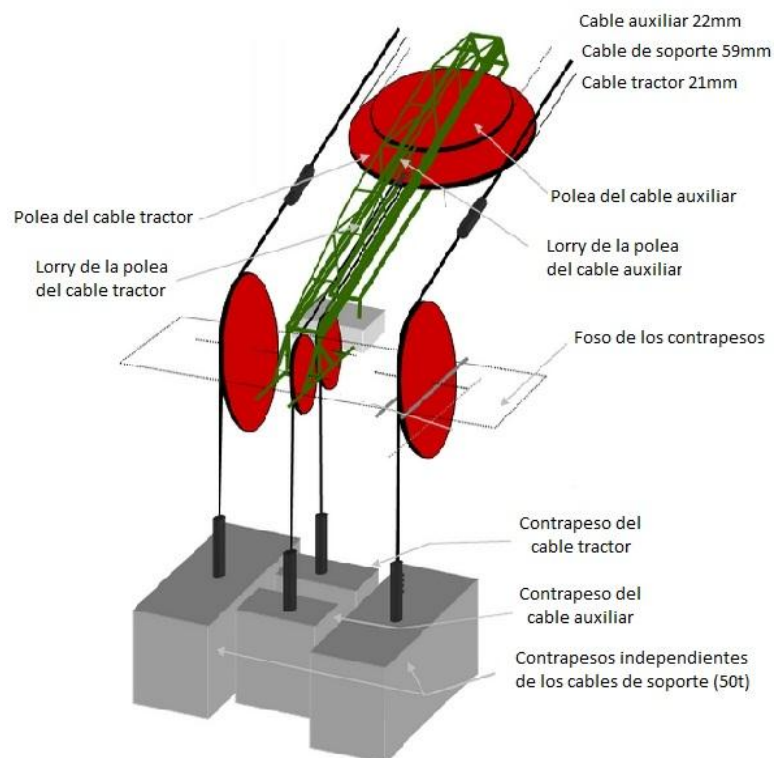


Figura 3-14 - Sistema de tensión del teleférico de Montserrat [12]

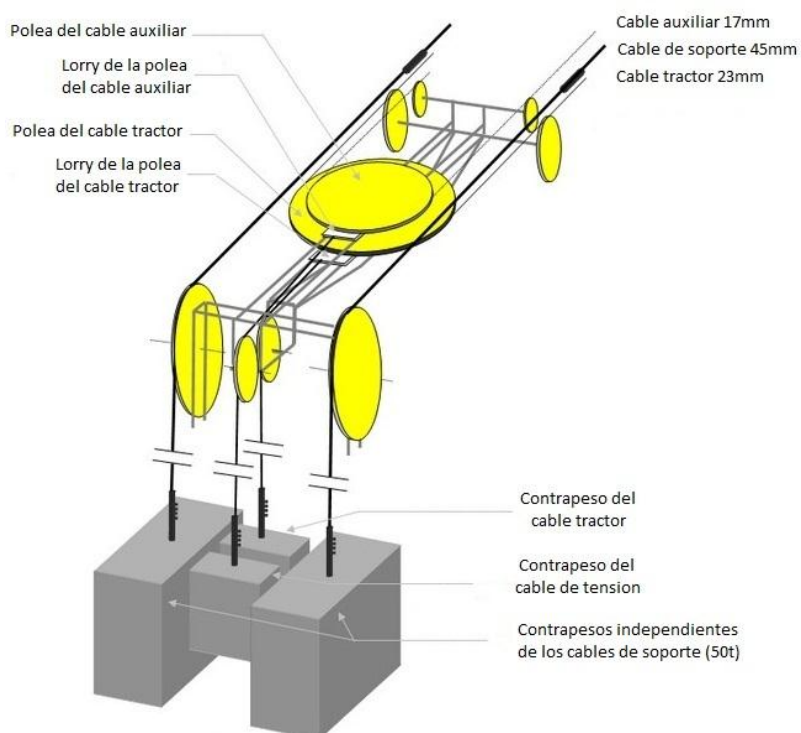


Figura 3-15 - Sistema de tensión del teleférico del puerto de Barcelona [12]



3.3. La Torre Jaime I

El acceso directo a la terraza de Miramar era importante para el buen desarrollo de la Exposición y diversos proyectos fueron propuestos para lograr este objetivo. El proyecto de transbordador aéreo del puerto como podemos admirarlo hoy en día tuvo dos antecedentes: el ascensor de Miramar y una primera proposición de teleférico. Se describen en seguida estos proyectos antes de presentar el proyecto final.

3.3.1. El ascensor de Miramar

La Sociedad Anónima Funicular de Montjuich propone su petición de concesión de un ascensor desde la prolongación del paseo de Colom hasta la terraza de Miramar el 6 de junio de 1927. El proyecto se componía de una torre metálica de 49 m, contiendo un ascensor, cuyo acceso se hacía por un túnel conectando la calle al vestíbulo del ascensor, situado por debajo de la torre. Luego, con una pasarela se recorría los 41 m de distancia horizontal para alcanzar la terraza de Miramar. La pasarela era apoyada en su centro sobre una pila pendular de 40 m. La Figura 3-16 presenta la implantación del proyecto [13].

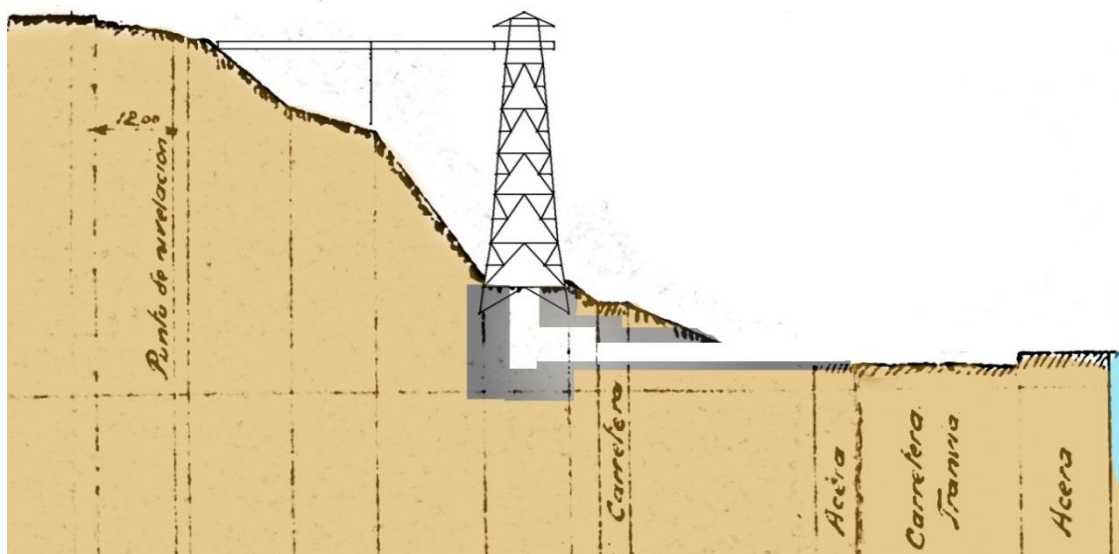


Figura 3-16 – Plano del proyecto de ascensor de Miramar

Otra variante fue el ascensor inclinado de Miramar que confeccionó Funicular de Montjuich S.A... Con un punto de partida situado a 9,7 m del nivel del mar al lado de la calle bordeando el puerto, el ascenso recorría los 52,3 m de desnivel separándolo de la terraza de Miramar con un pendiente de unos 45%. Estaba prevista la construcción de dos vías paralelas para subir esta abrupta parte de la montaña.



Como consecuencia de numerosas circunstancias que retrasaron la construcción de ambos proyectos, fueron abandonados. Sobre todo porque sus existencias dejaron de tener objeto cuando la construcción del teleférico fue aceptada. En efecto, el acceso proveído por la torre central del teleférico cumplía la función de los ascensores [7].

3.3.2. Primera proposición de transbordador aéreo

En octubre 1928, José Rodríguez Roda y Ramón Calzada propusieron el primero proyecto del transbordador aéreo (Figura 3-8). El proyecto es muy similar al descrito por Carles Buïgas en un artículo de la revista de la Exposición unos meses antes. El proyecto se componía de dos torres, la torre estación de San-Sebastián situada al lado del Balneario y una torre central (Figura 3-18) en el muelle de Barcelona.

El mecanismo del teleférico estaba pensado para minimizar los riesgos de desenganche de las vagonetas. En efecto, el transporte de personas necesitaba más seguridad que el transporte de mercancías por teleférico más utilizado en esta época en la explotación de minas. Así, las torres permiten de realizar un trayecto prácticamente horizontal y eliminar el riesgo de desenganche por ruptura del cable tractor dado que las vagonetas quedan apoyada en el cable portador. El cable tractor estaba animado de un movimiento siempre en el mismo sentido con parada cuando las vagonetas alcanzaban unas de las estaciones. Por consiguiente, el teleférico fue dotado de seis vagonetas, tres en cada sentido, de manera que cuando una de las tres alcanzaba una estación final desde la torre intermediaria otra llegaba en la estación central desde la estación inicial. Durante este tiempo se cambiaba de sentido la vagoneta en la estación final desenganchándola del cable tractor. Estas operaciones se desarrollaban de manera similar para las tres vagonetas circulando en el sentido inverso. La parada en la torre central permitía de recuperar los viajeros de la Puerta de la Paz. Previsto de circular a una velocidad de 3,60 m/s, el recorrido total podía efectuarse en menos de 7 minutos contando la parada en la estación central [8].

Poco después de la aceptación de construcción, el proyecto tuvo que pararse tras de una queja del muelle de Barcelona. En efecto, el teleférico cruzaba la zona portuaria a una altura un poco más elevada que 45 m, pero a esta época los barcos eran principalmente de velas y con la Exposición grandes naves de delegaciones extranjeras se esperaban. El puerto quería para que el nivel mínimo fuera de 60 m y el tiempo de tratar el litigio retrasaba mucho la ejecución del transbordador aéreo. Al final, la justicia zanjó a favor del puerto y la Sociedad Anónima Funicular de Montjuich tuvo que revisar su proyecto a menos de un año de la apertura de la Exposición[7].



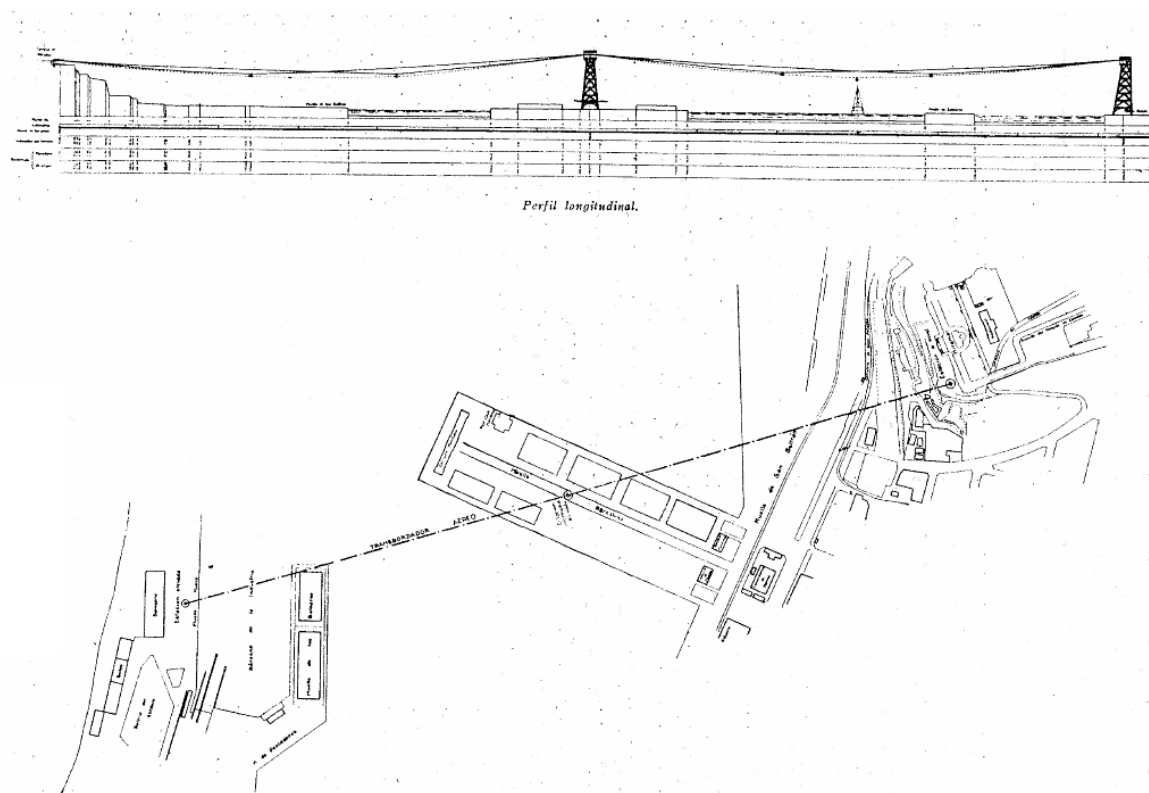


Figura 3-17 - Vista longitudinal y plano de situación del teleférico del puerto[8]

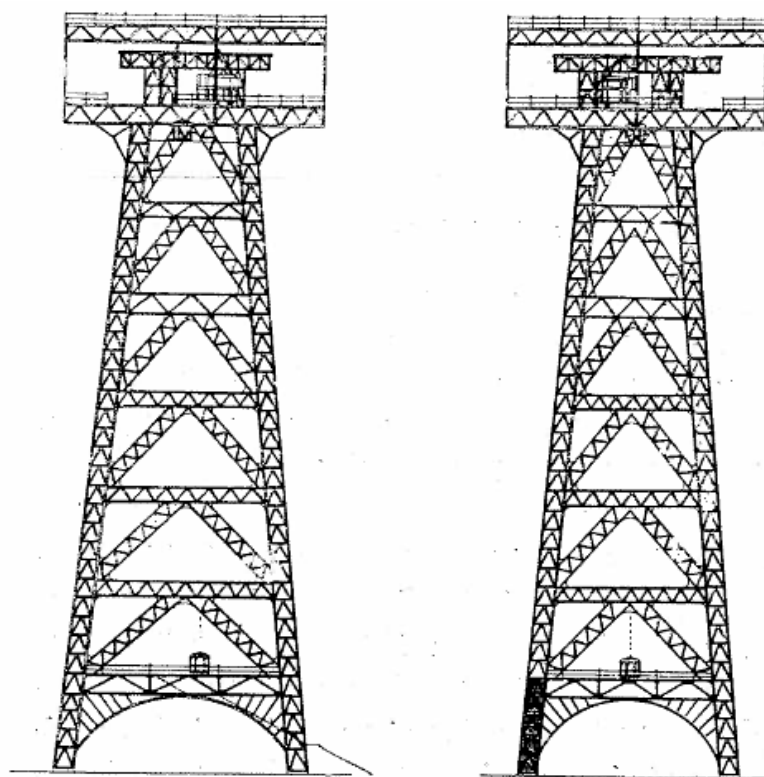


Figura 3-18 - Torre central del teleférico [8]



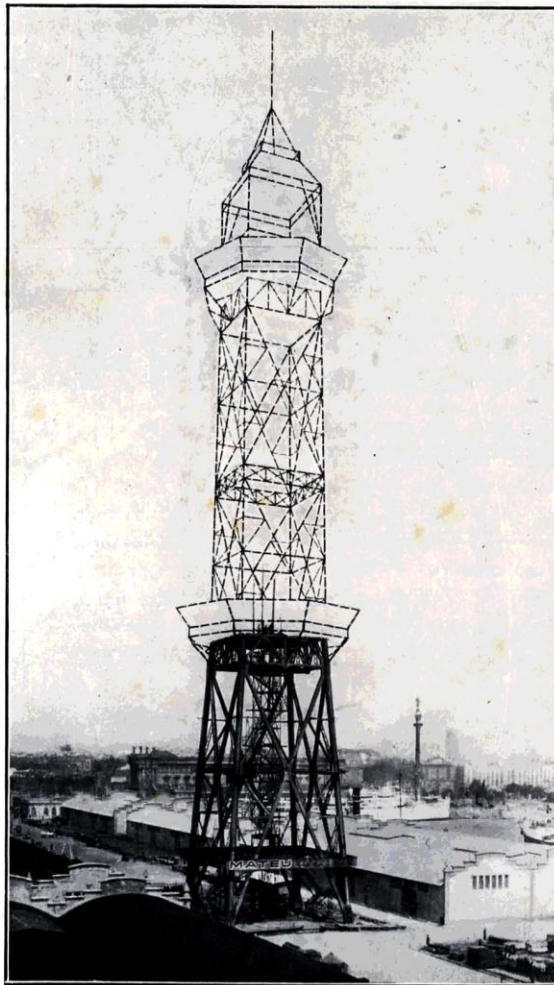
3.3.3. Proposición final del transbordador aéreo

Para revisar el proyecto y hacer una nueva propuesta de teleférico respetando la altura mínima de 60m, se contrató al ingeniero Joan Deulofeu que tenía una gran experiencia en las estructuras metálicas. Los principales cambios fueron en las torres y en el sistema de vagonetas que pasó de seis a cuatro sin desenganche solo se cambiaba el sentido de rotación del motor cuando llegaban las vagonetas en las estaciones de las extremidades.

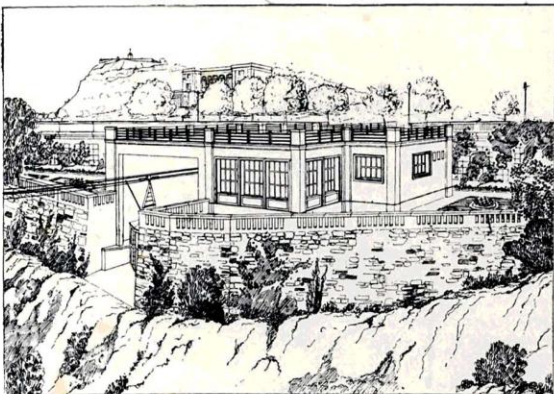
La estructura de las torres cambió de una estructura de contravientos en triángulos a una estructura en cruces. La torre Jaume I tiene una estructura parecida a la torre de Radio Berlín construida entre 1924 y 1926.

Desgraciadamente, la construcción del teleférico empezó demasiado tarde para que el transbordador fuera una atracción central de la Exposición Internacional de Barcelona como dejaban pensar los objetivos que motivaron su construcción. En la Figura 3-19 se puede ver el progreso de las obras al final de la Exposición. Así, el transbordador aéreo abrió al público en 1931 pero la explotación no conoció el éxito esperado. En efecto, el contexto económico-político de los años que siguieron su apertura no fue favorable. Por eso, debido a la crisis de los años 30, a la segunda Guerra Mundial y sobre todo a la Guerra Civil española, el teleférico estaba en estado de ruinas. La perseverancia de Friedrich Gründel, ingeniero del sistema mecánico de Bleichert & Co, permitió la renovación del teleférico tras la obtención de la concesión en 1958. Así, las obras de renovación empezaron y la torre de San-Sebastián abrió de nuevo en 1960 y fue dotada de un restaurante con vista al mar. La torre Jaume I abrió de nuevo en 1962 y su mirador-restaurante fue desmontado y sólo dos vagonetas fueron instaladas, no hacía falta cambiar de vagoneta en la parada en la torre central. Dedicado a una actividad turística, la velocidad fue bajada hasta 3 m/s para permitir a los visitantes de disfrutar del paisaje. Desde 1996, una nueva campaña de renovación ha empezado, con la mejora del restaurante de la torre de San-Sebastián, el cambio de los cables en 2000 y la reconstrucción del restaurante de la torre Jaume I prevista en los próximos años [12].





Torre Central en vías de construcción



Perspectiva de la estación de Miramar junto a la gran Terraza

Ferrocarril Aéreo S. SEBASTIÁN-MIRAMAR

ACTUALMENTE EN CONSTRUCCIÓN

Es una vía aérea que unirá la terraza de Miramar con los baños de San Sebastián con parada intermedia en una torre situada en el Muelle de Barcelona. — Esta torre por su altura y emplazamiento ofrecerá al público el mejor panorama sobre Barcelona. — En ella el acceso al Ferrocarril tendrá lugar a una altura de 96 metros pero el público podrá ascender hasta un mirador situado a 107 metros al pie de la cumbre de la torre. — Existirán además dos plataformas cubiertas y con paredes acristaladas dotadas del máximo confort. — La primera situada a 44 metros de altura de forma octogonal de 22 metros de diámetro constituirá un espacioso restaurant capaz para 300 cubiertos que será sin duda alguna el mejor situado y más cómodo de Barcelona. — La segunda estará ocupada por atracciones diversas. — La ascensión a la Torre, con ascensores rápidos se efectuará en menos de un minuto.

Las torres de este ferrocarril y el Ferrocarril mismo serán el punto obligado para la contemplación de las fiestas marítimas, las visitas de las escuadras, los temporales en el Mar, las entradas y salidas de los trasatlánticos, las nevadas, etc. etc. — Los turistas que permanecen pocas horas en Barcelona, tendrán a mano el medio ideal para obtener una visión de conjunto de la ciudad. — Entre todos los puntos de vista que la ciudad ofrece, éste será, sin duda alguna, accesible en el mínimo de tiempo y con el máximo de economía.



Vagonetas para 20 pasajeros

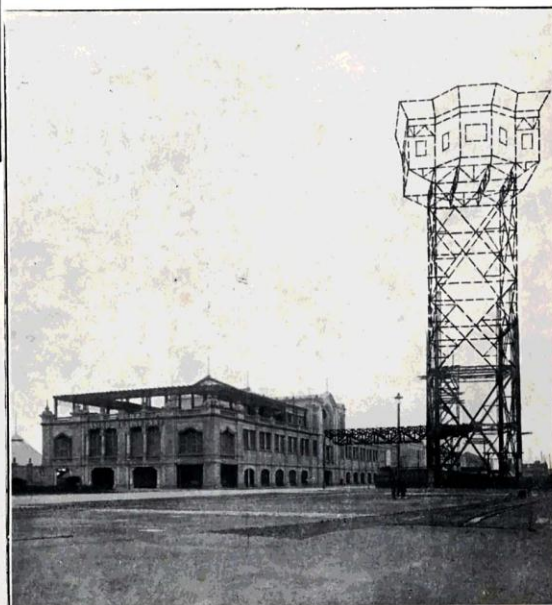


Figura 3-19 – Presentación del transbordador aéreo en 1929-1930 [14]



4. Comprobación de la estructura con la estática gráfica

Después de una búsqueda infructuosa de la memoria original del proyecto con las noticias de cálculo en los archivos al nivel de Barcelona (el Archivo Municipal de Barcelona, el Deposito de archivos de Barcelona o el Colegio de Arquitectos de Catalunya) como al nivel nacional (a través del Portal de Archivos Españoles), se comprobaba en seguida la estructura principal de la torre Jaume I mediante el método de la estática gráfica. Por eso, se utilizare principalmente el método descrito por Maurice Koechlin, ingeniero de la Torre Eiffel, en su libro “Applications de la Statique Graphique” [15] y aplicada a la Torre Eiffel en el libro de Gustave Eiffel “La Tour de trois cent mètres”[16].

4.1. Definición del sistema estudiado

4.1.1. División en paneles y secciones

Se puede dividir la torre en 8 paneles, siguiendo los diferentes tipos de construcción, numerados de 1 a 8 empezando por la base de la torre. Las secciones corresponden a un plano de corte en la intersección de la cruces de contraviento de cada panel. Además, se nota cuatro partes (numeradas I, II, III y Cubierta) distintas caracterizadas por una sección y una dirección particulares de los pilares. El modelo de la estructura con la numeración se puede ver en la Figura 4-1.

Se supone que la estructura principal de la Torre Jaume I es formada por 4 pilares asociados entre ellos por contravientos compuestos de barras transversales en “X” y de barras horizontales. Las barras adicionales no tienen un papel resistivo pero sirven para limitar las longitudes de las barras y así disminuir los riesgos de pandeo. Los dos miradores y la cubierta no se estudiaran y se tomaran sólo los esfuerzos debidos a sus pesos y a las influencias de las cargas exteriores sobre ellos. Por eso, se estudiara solo la parte de la estructura que aparece en líneas negras en la Figura 4-1.



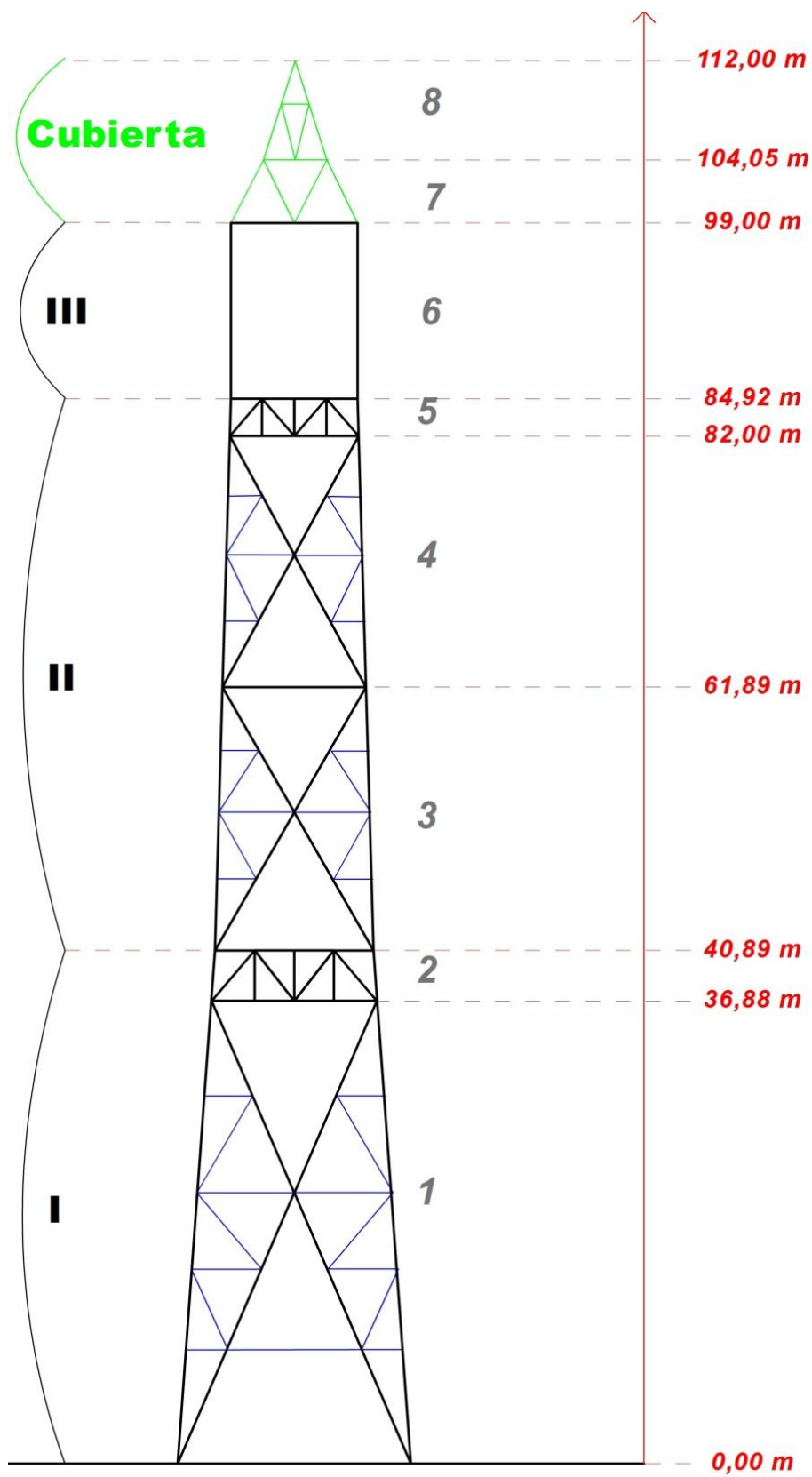


Figura 4-1 - Definición de la estructura




4.1.2. Propiedades mecánicas y geométricas de los elementos de la estructura principal

Los perfiles metálicos empleados para la construcción de las torres del teleférico fueron fabricados por los Altos Hornos de Vizcaya. El método de dimensionamiento de las estructuras se hacían respetando un coeficiente de trabajo máximo de $K = 10 \text{ kg/mm}^2$ y en algunos casos hasta $K = 12 \text{ kg/mm}^2$. El "Prontuario para el empleo de viguetas de acero para la construcción de edificios" de 1929 publicado por los Altos Hornos de Vizcaya Sociedad Anónima (Bilbao) propone una regla respecto al pandeo (Figura 4-2).


ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

COLUMNAS COMPUESTAS DE HIERROS LAMINADOS



Para el cálculo de la resistencia a la compresión, se han supuesto las columnas articuladas en sus extremos y se ha empleado la siguiente fórmula:

$$P = \frac{Q K}{1 + \frac{\alpha Q \cdot l^2}{I \min}} \text{ en la que:}$$



Q = Sección de la columna en cm^2 .

$I \min$ = Momento de inercia mínimo en cm^4 .

l = Longitud de la columna en cm.

α = 0,0001.

K = Carga práctica por $\text{cm}^2 = 1000$ kilgs.

P = Peso en kilgs. que puede soportar la columna.

Aplicando estos valores de $K = 1000$ y $\alpha = 0,0001$ en la fórmula, se obtiene la siguiente, algo más sencilla:

$$P = \frac{Q \cdot I \min}{I \min + Q \cdot l^2} \text{ en la que:}$$

$Q = \text{Cm}^2$.

$I = \text{Cm}^4$.

$l = \text{Metros}$.

$P = \text{Toneladas}$.

Los momentos de inercia I , para los perfiles de las diversas tablas, se refieren al eje que pasa por el centro de gravedad. El momento de inercia I_1 referido a cualquier otro eje paralelo al anterior, se obtendrá según la siguiente fórmula:

$$I_1 = I + Q \cdot d^2$$

en la cual Q representa la sección y d la distancia entre los dos ejes.

Figura 4-2 - Cálculo de la resistencia a la compresión de las columnas [18]



La definición del pandeo propuesta por los Altos Hornos de Vizcaya es la aplicación al material empleado de la fórmula de Rankine:

$$K' = \frac{K}{1 + \alpha \cdot \left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

Con el coeficiente de trabajo $K = 10 \text{ kg/mm}^2$ y $\alpha = 0,0001$ (determinado de manera empírica) correspondientes al hierro y el radio de giro $r = \sqrt{\frac{I_{min}}{\omega}}$ con el momento de inercia mínimo de la barra I_{min} y la superficie de la sección de la barra ω .

Así, conociendo las longitudes l de las barras de la estructura se puede comprobar que el coeficiente de trabajo R actuando en una barra no sobrepasa el coeficiente de trabajo límite K' para el cual hay un riesgo de pandeo.



4.1.2.1. Secciones de los pilares

La forma general de los pilares es definida en la Figura 5-4-3 y en la tabla adjunta las medidas características y las propiedades interesantes. La forma abierta tiene la ventaja de permitir la pintura de todas las superficies y proteger el metal de la corrosión.

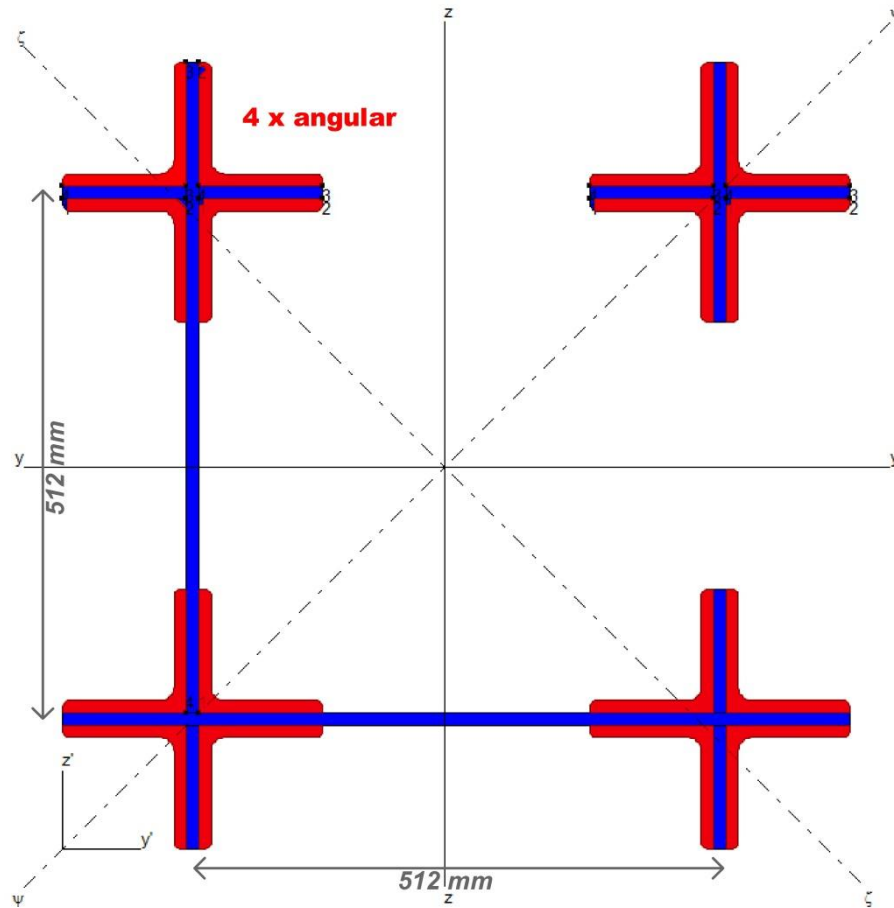


Figura 5-4-3 - Definición de los pilares

Parte	angular	$w_{angular}$ (mm^2)	ω_{pilar} (mm^2)	$I_y = I_z$ (mm^4)	Peso (kg/ml)
I	120x120x12	2160	73929	4842835771,4	580,5
II-3	90x90x11	1856	55233	3463262897,8	433,7
II-4 y 5	90x90x9	1552	50373	3134584951,7	395,5
III	80x80x8	1212	41728	2514817348,4	327,6



4.1.2.2. Secciones de las barras de los contravientos

Las barras en "X" tienen una sección compuesta de dos formas en "U". Pero para la parte I se crea un "U" usando una placa y dos angulares adjuntados pero para las otras barras en "X" perfiles en "U" son directamente empleados. La forma general de las barras en "X" es definida en la Figura 5-4-4 y en la tabla adjunta las medidas características y las propiedades interesantes.

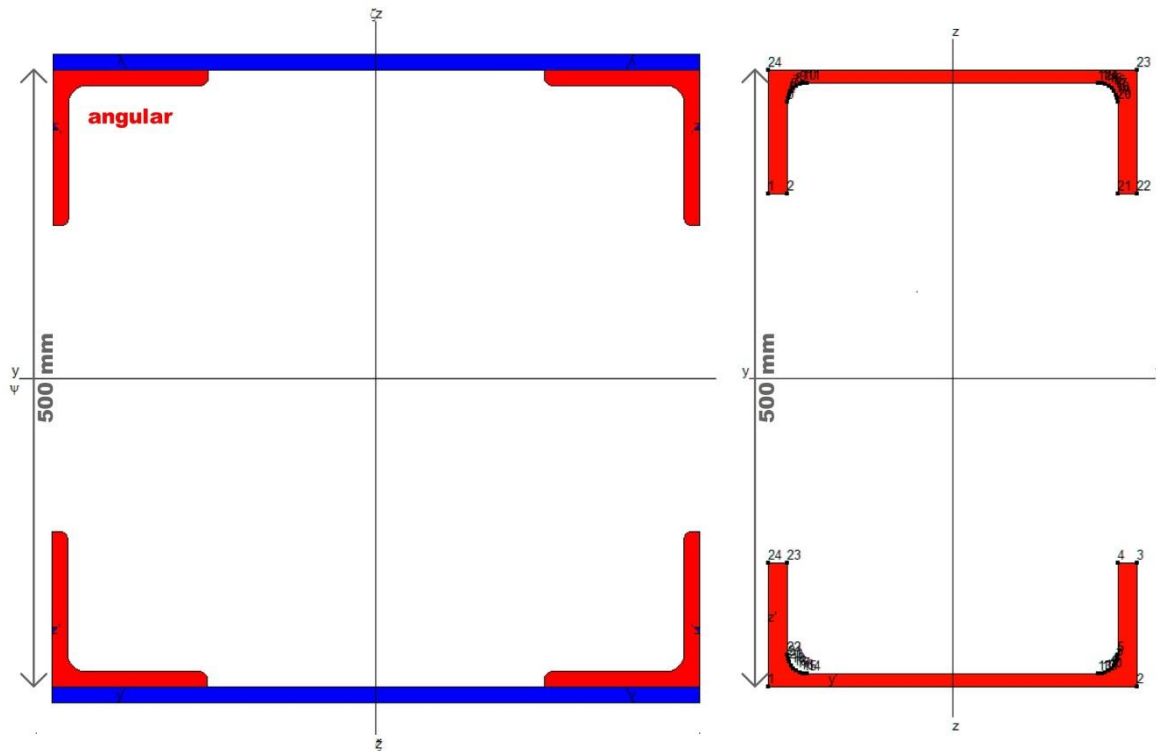


Figura 5-4-4 - Definición de la sección de las barras en "X"
(izquierda: Parte I-1, derecha: Parte II-3 y 4)

Parte	Perfil "U"	ω_X (mm ²)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	Peso (kg/ml)
I-1	2*(120x120x12) + placa (500x12)	23018	1187994735,4	778960204,6	180,7
II-3	U N°30	12140	595680498,1	165092554,6	94,1
II-4	U N°25/8	8500	445940115,9	74127521,0	67,8
III-6	U N°25/10	10740	445940115,9	74127521,0	67,8



Las barras horizontales tienen una sección compuesta de dos formas en U N°30 excepto entre las partes II-3 y II-4 que tiene una sección compuesta de cuatro angulares 80x80x8. La forma general de las barras horizontales es definida en la Figura 4-5 y en la tabla adjunta las medidas características y las propiedades interesantes.

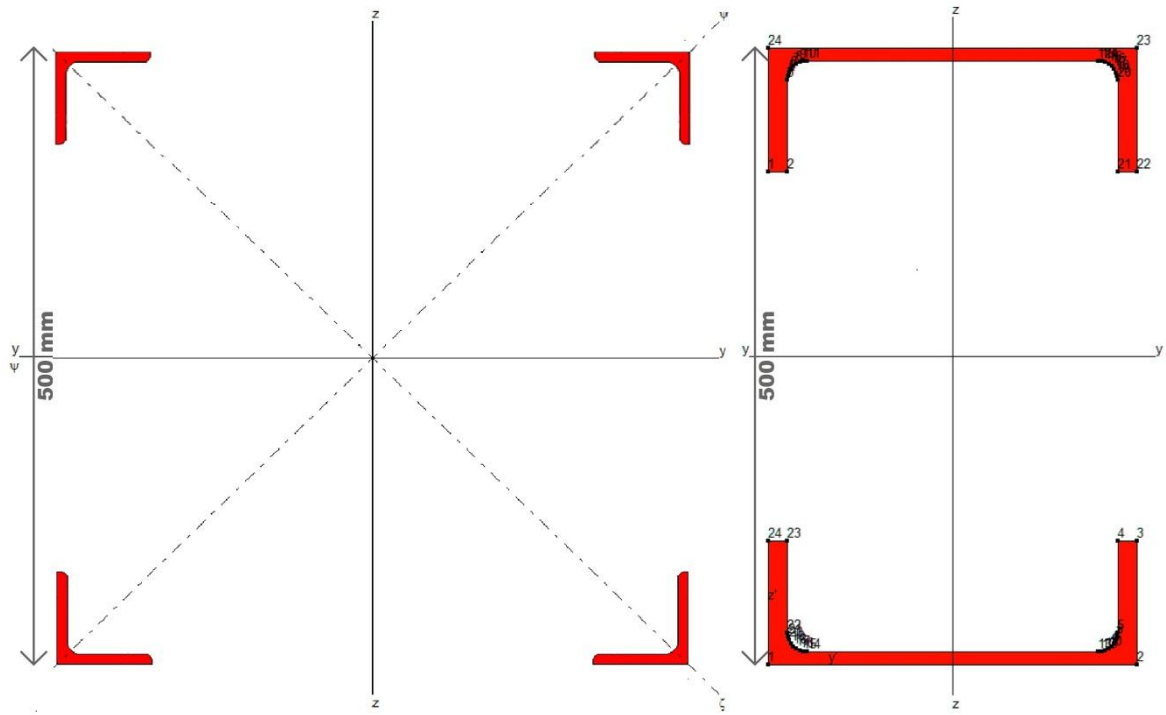


Figura 4-5 - Definición de la sección de las barras horizontales
(izquierda: Parte II-3/4, derecha: otras partes)

Parte	Perfil "U"	ω_H (mm^2)	I_y (mm^4)	I_z (mm^4)	Peso (kg/ml)
II-3/4	4*(80x80x8)	4588	242314680,3	242314680,3	36,0
otras	U N°30	11985	595680498,1	165092554,6	94,1



4.2. Calculo de la estructura sometida a las cargas verticales

4.2.1. Definición de las cargas verticales

Utilizando la modelización efectuada en PowerFrame de la estructura podemos obtener el peso propio de las vigas P .

Para tomar en cuenta el peso propio p' de las viguetas diagonales que componen en enrejado de las vigas y p'' de las placas empleadas en las uniones se aumentara el peso propio de las vigas de 12,5%. Por ejemplo en el pilar de la parte I, el enrejado se compone de barras de sección en "L" de 70x70x7 dispuestas con un angular de más o menos 45° con la dirección del pilar. Esa viga tiene un peso de $p = 7,4 \text{ kg}$ para 1 m o sea para 1 m de pilar con el enrejado a las cuatro caras un peso de: $p' = 4 \cdot \sqrt{2} \cdot p = 41,9 \text{ kg}$. Este peso representa en frente del peso $P' = 580,5 \text{ kg}$ para 1 m de pilar, una aumentación de $\frac{p'}{P'} = 7,2\%$. Cada 5 m de pilar hay dos placas de unión de 1 m^2 y de 10 mm de espesor o sea un peso de $p'' = 156 \text{ kg}$. Este peso representa en frente del peso $P'' = 2902,5 \text{ kg}$ para 5 m de pilar, una aumentación de $\frac{p''}{P''} = 5,3\%$. En total la aumentación es de 12,5%.

Se considera un sobre peso debido al peso los roblones $p_{roblones}$ en proporción igual a la de la Torre Eiffel. Para la Torre Eiffel, el peso de vigas, viguetas y placas necesarias a las uniones es de $P + p' + p'' = 6\,360\,067 \text{ kg}$ y el peso de los roblones $p_{roblones} = 981\,147 \text{ kg}$ o sea una aumentación de 15% del peso de perfiles y placas $P + p' + p''$.

En total los pesos de encontrados en PowerFrame para la estructura serán multiplicados por un coeficiente $\gamma = 1,125 \cdot 1,15 = 1,30$ para tomar en cuenta el sobre peso de los elementos constructivos y de unión. A continuación, en la tabla se hace la descripción de las cargas verticales de la estructura considerada por partes:

Parte	Volumen de hierro de las vigas (m3)	Peso propio de las vigas $P \text{ (kg)}$	Peso propio de la estructura $P_{estructura} = \gamma \cdot P \text{ (kg)}$
I-1	20,82	160 320	208 416
I-2	5,63	43 360	56 368
II-3	7,25	55 810	72 553
II-4	6,78	52 170	67 821
II-5	3,95	30 400	39 520
III-6	2,97	22 870	29 731
Cubierta 7 y 8	2,86	18 910	24 583
TOTAL	50,26	383 840	498 992



Además, tenemos que añadir a estos pesos los pesos debidos a las plataformas diversas y peso de las personas, las cubiertas y paredes, el ascensor y las escaleras. Para el ascensor y las escaleras se añade un peso correspondiente a la altura de la parte considerando un peso por metro lineal de ascensor y de escaleras de 1000 kg/ml . Para las plataformas el peso de los perfiles se deduce de la aplicación de los consejos de construcción del "Prontuario para el empleo de viguetas de acero para la construcción de edificios" de los Altos Hornos de Vizcaya (Figura 4-6) [17]. Las plataformas de los miradores y del acceso a las cabinas del teleférico son compuestas de I N°16 separados de 1 m con una luz máxima de 4 m o sea un peso por metro cuadrado de piso de: $22,8 \text{ kg/m}^2$ y una sobre carga máxima de uso de 500 kg/m^2 . De misma manera las plataformas compuestas de I N°14 en la parte I a 10 m y a $36,88 \text{ m}$ y en la cubierta a $104,05 \text{ m}$ que tienen una luz máxima de 3 m y son separadas de 1 m se obtiene un peso por metro cuadrado de piso de: $14,4 \text{ kg/m}^2$ y una sobre carga máxima de uso de 500 kg/m^2 .

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA					
Coeficiente admisible = 8 kils/mm^2					
TABLA X					
Perfil de viguetas I que debe adoptarse para diversos suelos.					
LUCES — Metros	Separación entre viguetas — Metros	CARGA POR METRO CUADRADO			
		Habitaciones ordinarias — 300 kils.	Pisos de salones — 400 kils.	Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso — 500 kils.	Almacenes para mucho peso — 600 kils.
2,50	0,500	N.º 8	N.º 8	N.º 10	N.º 10
	0,700	» 10	» 10	» 10	» 12
	1,000	» 10	» 12	» 12	» 14
3,00	0,500	» 10	» 10	» 10	» 12
	0,700	» 10	» 12	» 12	» 14
	1,000	» 12	» 14	» 14	» 16
3,50	0,500	» 10	» 12	» 12	» 14
	0,700	» 12	» 12	» 14	» 14
	1,000	» 14	» 14	» 16	» 16
4,00	0,500	» 10	» 12	» 14	» 14
	0,700	» 12	» 14	» 16	» 16
	1,000	» 14	» 16	» 18	» 18
4,50	0,500	» 12	» 14	» 14	» 16
	0,700	» 14	» 16	» 16	» 18
	1,000	» 16	» 18	» 18	» 20

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA					
Coeficiente admisible = 8 kils/mm^2					
TABLA XI					
Peso aproximado en kilogramos de las viguetas I de la tabla X por m^2 de piso.					
LUCES — Metros	Separación entre viguetas — Metros	CARGA POR METRO CUADRADO			
		Habitaciones ordinarias — 300 kils.	Pisos de salones — 400 kils.	Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso — 500 kils.	Almacenes para mucho peso — 600 kils.
2,50	0,500	11,9	11,9	16,6	20,0
	0,700	11,9	11,9	14,2	17,1
	1,000	8,3	12,0	12,0	14,0
3,00	0,500	16,6	16,6	20,0	24,0
	0,700	14,2	17,1	17,1	20,0
	1,000	12,0	14,0	14,4	16,0
3,50	0,500	16,6	24,0	24,0	28,0
	0,700	16,0	16,0	20,0	21,0
	1,000	14,0	14,4	18,0	18,0
4,00	0,500	20,0	24,0	28,0	28,8
	0,700	16,0	21,0	22,8	25,7
	1,000	14,4	18,0	20,0	20,0
4,50	0,500	24,0	28,0	28,8	36,0
	0,700	20,0	22,8	25,7	28,5
	1,000	18,0	20,0	21,9	26,3

Figura 4-6 - Perfil en "I" a adoptar para los suelos y peso por metro cuadrado de piso

Y por fin los suelos, paredes y cubiertas serán definidos por los pesos característicos de la disposición constructiva empleada.



La tabla siguiente lista los pesos propios de los elementos suplementarios a la estructura:

Parte	Designación y especificaciones de peso y dimensiones			Peso Total Q (kg)
I-1	-Plataforma de vigas de madera -Estructura de plataforma I N°14 -Ascensor y escaleras	70 kg/m ² 14,4 kg/m ² 1000 kg/ml	100 m ² 100 m ² 36,88 ml	45 320
I-2	-Plataforma de madera -Estructura de plataforma I N°14 -Plataforma de cimientto del mirador -Estructura de plataforma I N°16 -Paredes del mirador -Cubierta del mirador -Ascensor y escaleras	70 kg/m ² 14,4 kg/m ² 200 kg/m ² 22,8 kg/m ² 50 kg/m ² 90 kg/m ² 1000 kg/ml	160 m ² 160 m ² 320 m ² 320 m ² 280 m ² 480 m ² 4,01 ml	146 010
II-3	-Ascensor y escaleras	1000 kg/ml	21 ml	21 000
II-4	-Ascensor y escaleras	1000 kg/ml	20,11 ml	20 110
II-5	-Plataforma de cimientto del mirador -Estructura de plataforma I N°16 -Paredes del mirador -Cubierta del mirador -Ascensor y escaleras	200 kg/m ² 22,8 kg/m ² 50 kg/m ² 90 kg/m ² 1000 kg/ml	240 m ² 240 m ² 225 m ² 360 m ² 2,92 ml	100 042
III-6	-Plataforma de vigas de madera -Estructura de plataforma I N°14 -Ascensor y escaleras	70 kg/m ² 14,4 kg/m ² 1000 kg/ml	90 m ² 90 m ² 14,08 ml	21 676
Cubierta 7 y 8	-Plataforma de madera -Estructura de plataforma I N°14 -Cubierta	70 kg/m ² 14,4 kg/m ² 90 kg/m ²	32,5 m ² 32,5 m ² 170 m ²	18 043



Así, agrupando todas las cargas propias de la estructura y considerando las alturas de cada parte podemos dar una aproximación del peso por metro lineal de altura de la Torre Jaume I como se puede ver en la tabla siguiente y gráficamente en la Figura 4-7:

Parte	Peso propio total $P + Q$ (kg)	Altura de la parte (m)	peso por metro lineal (kg/ml)
I-1	253 736	36,88	6 880
I-2	202 378	4,01	50 468
II-3	93 553	21,00	4 455
II-4	87 931	20,11	4 372
II-5	139 562	2,92	47 795
III-6	51 407	14,08	3 651
Cubierta 7 y 8	42 626	13,00	3 278
TOTAL	871 193	112,00	7 779

Además, la Figura 4-8 presenta la repartición del peso propio de la Torre Eiffel y se puede ver la correspondencia entre las últimas plantas de la Torre Eiffel respecto a la Torre Jaume I. Las sobrecargas superficiales debidas a las plantas de los miradores de la Torre Jaume I justifican el empleo de una estructura reforzada para la transmisión de las cargas y la resistencia estructural.

Al peso propio de la estructura hay que añadir el esfuerzo vertical debido al sistema mecánico del teleférico. En efecto, la torre tiene que aguantar el peso de los cables y de las cabinas. El peor caso para las cabinas es cuando son paradas en la Torre Jaume I dado que la totalidad de su masa de $P_{cab} = 13\,200\text{ kg}$ actúan sobre la estructura. Para los cables que tienen un peso lineal de $\rho = 13\text{ kg/m}$ para un conjunto de los tres cables de una de las dos líneas con la mitad del recogido L apoyado en la Torre Jaume I o sea 652 m horizontales y 45 m verticales hasta Miramar y $651,5\text{ m}$ horizontales y $30,7\text{ m}$ verticales hasta la Torre San-Sebastián. En total el peso debido al teleférico vale:

$$P_{\text{teleférico}} = 2 \cdot \left(P_{cab} + \rho \cdot \frac{L}{2} \right) = 2 \cdot \left(P_{cab} + \rho \cdot \frac{\sqrt{652^2 + 45^2} + \sqrt{651,5^2 + 30,7^2}}{2} \right) = 43\,430\text{ kg}$$



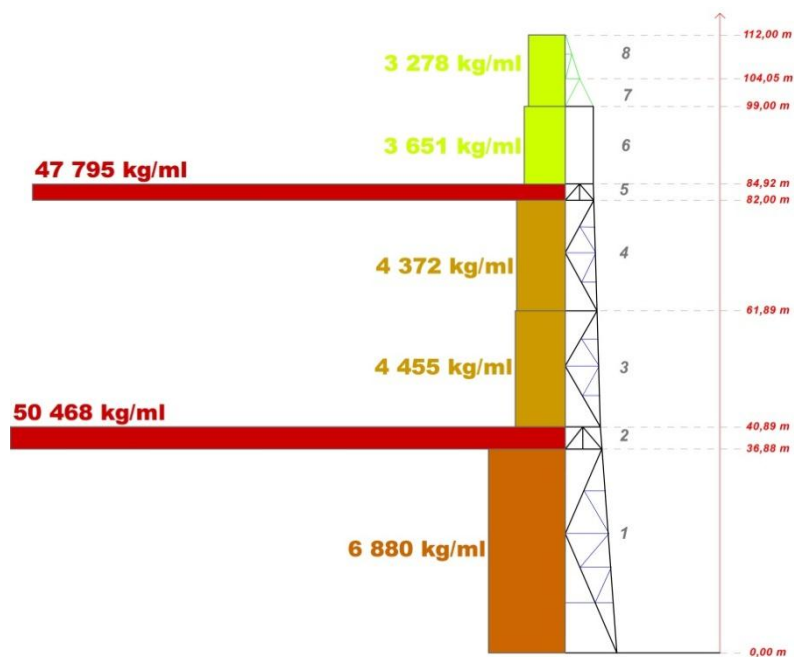


Figura 4-7 - Repartición del peso propio por metro lineal de la Torre Jaume I

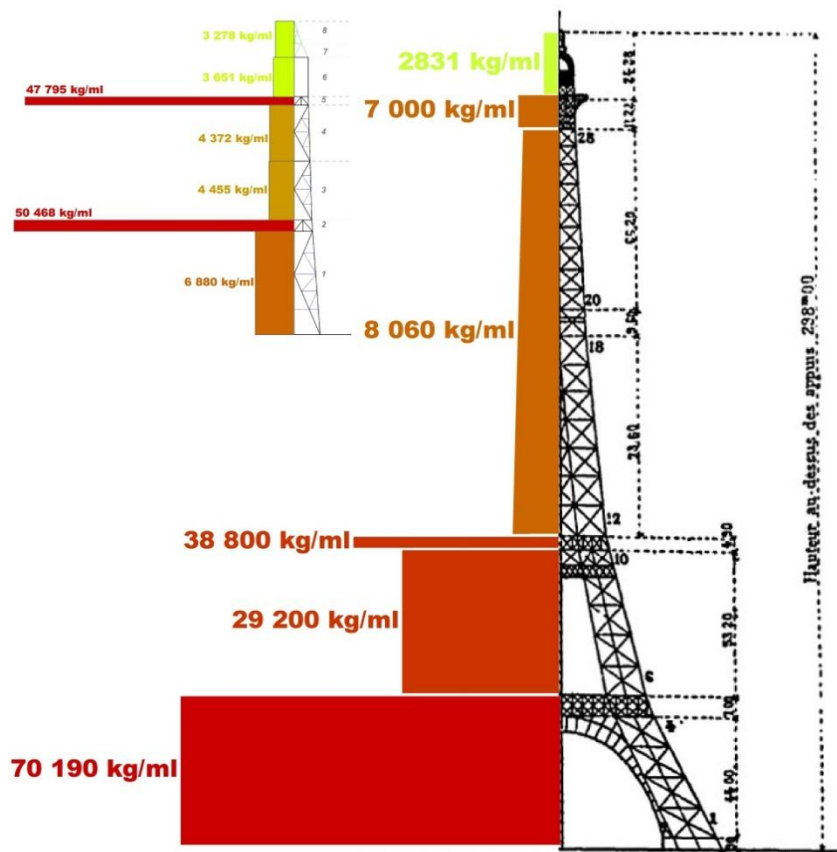


Figura 4-8 – Comparación de la repartición del peso propio por metro lineal de la Torre Eiffel y de la Torre Jaume I [16]



4.2.2. Cálculo del trabajo de los pilares debido a las cargas verticales

Como explicado en el Anexo B, el coeficiente de trabajo creado en los pilares por las cargas verticales se deduce de la manera siguiente:

$$R_{pilar} = \frac{P_{total}}{4 \cdot \omega_{pilar}}$$

Con P_{total} el peso que actúa por encima de la sección considerada. Los coeficientes de trabajo de los pilares son en la tabla siguiente:

Parte	Sección del pilar $\omega_{pilar} (mm^2)$	Peso máximo aguantado por el pilar $P_{total}(kg)$	Coeficiente de trabajo del pilar $R_{pilar} (kg/mm^2)$
I	73929	914 623	3,1
II-3	55233	458 509	2,1
II-4 y 5	50373	364 956	1,8
III	41728	137 463	0,8

El coeficiente de trabajo creado por las cargas verticales en los pilares varía entre 0,8 y 3,1 kg/mm^2 , lo que deja una margen suficiente para aguantar los trabajos debidos a las cargas horizontales del viento antes de llegar al coeficiente de trabajo límite de 10 kg/mm^2 .

4.2.3. Cálculo de las cerchas de las bases de los miradores

Utilizando la repartición de cargas efectuada en Anexo C-3, se traza los el polígono de fuerzas de Cremona para una cercha de cada parte. Por eso, se emplea el método de la estática gráfica de Cremona. Se aísla los nudos de la estructura uno a uno y se construye el triángulo de fuerzas, empezando por las fuerzas conocidas girando alrededor del nudo en el sentido definido. Se puede aislar un nudo cuando al máximo dos fuerzas son desconocidas en magnitud y sentido pero no en dirección (dirección de la barra). El polígono de fuerzas de Cremona se obtiene agrupando los triángulos de fuerzas de cada nudo [18].

El método ha sido aplicado a la cercha de la parte I-2 (Figura 4-9 y Figura 4-10) y a la cercha de la parte II-5 (Figura 4-11 y Figura 4-12). Además, como las cerchas son simétricas solo se han aislados los nudos de la parte izquierda.



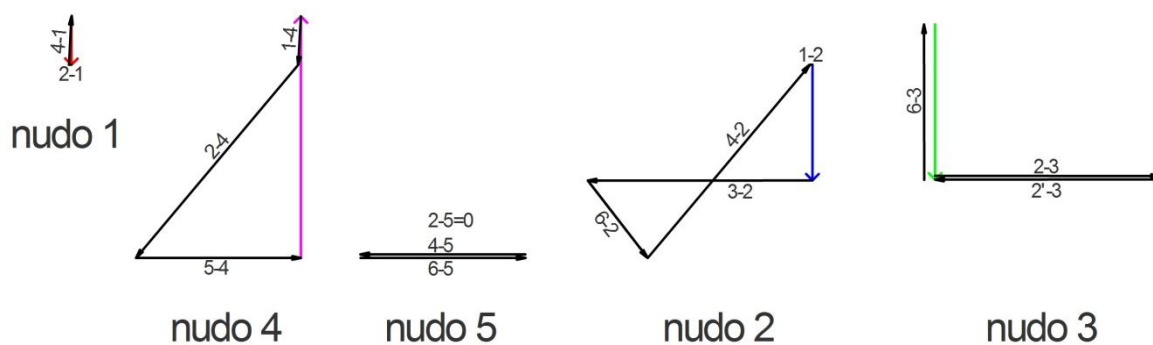


Figura 4-9 - Triángulos de fuerzas de la cercha I-2

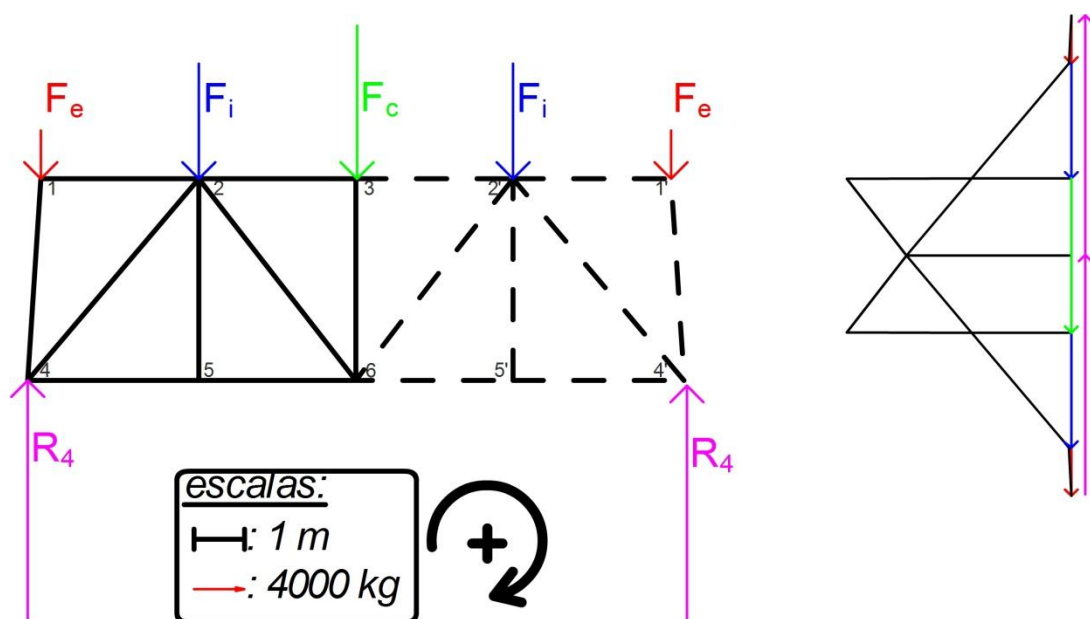
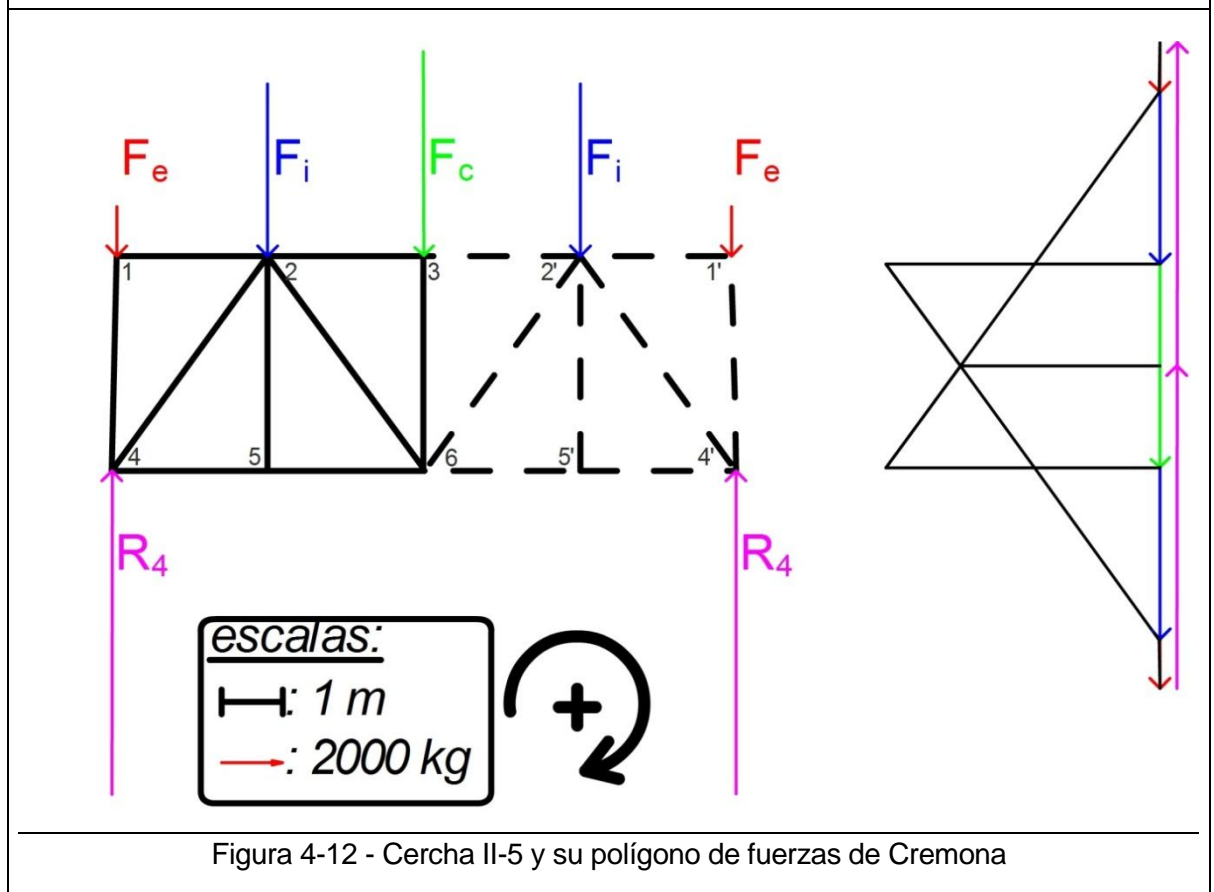
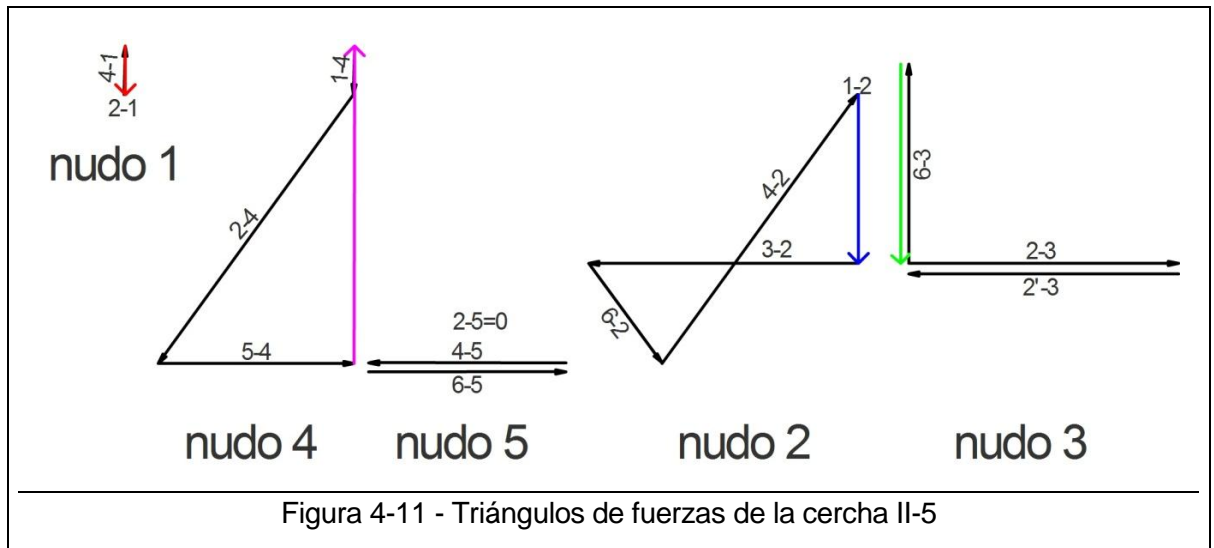


Figura 4-10 - Cercha I-1 y su polígono de fuerzas de Cremona

Barra	Fuerza (kg)	Barra	Fuerza (kg)	Barra	Fuerza (kg)
1-2	0 T	4-5	13060 C	1-4	3815 C
2-3	17800 T	5-6	13060 C	4-2	19941 T
3-6	12146 C	5-2	0	6-2	7725 C





Barra	Fuerza (kg)	Barra	Fuerza (kg)	Barra	Fuerza (kg)
1-2	0 T	4-5	6510 C	1-4	1613 C
2-3	8970 T	5-6	6510 C	4-2	11031 T
3-6	6619 C	5-2	0	6-2	4062 C



En la tabla siguiente se calcula los coeficientes de trabajo en las barras de las cerchas:

barra	sección	w (mm ²)	Cercha I-2		Cercha II-5	
			Fuerza (kg)	Coeficiente de trabajo	Fuerza (kg)	Coeficiente de trabajo
1-2	2*U N°30	12140	0	0	0	0
2-3			17800	1.5	8970	0.7
4-5			13060	1.1	6510	0.5
5-6			13060	1.1	6510	0.5
1-4	Pilar parte I	73929	3815	0.05	1613	0.02
3-6	4*L80x80x8 + placa	9804	12146	1.2	6619	0.7
2-5	2*U N°12	3400	0	0	0	0
4-2	2*U N°25	8500	19941	2.3	11031	1.3
6-2	2*U N°20	6640	7725	1.2	4062	0.6

Los coeficientes de trabajo de las barras de las cerchas son inferiores a 3 lo que permite la posibilidad de aguantar los esfuerzos debidos al viento antes de llegar al límite de 10.



4.3. Cálculo de la estructura sometida a las cargas horizontales debidas al viento

4.3.1. Presión de viento

En las únicas páginas de la memoria original del proyecto, que tratan del cálculo de la cubierta el viento (que se encuentran en Anexo B-1), se considera una presión del viento de $q_e = 200 \text{ kg/m}^2$ o $q_e = 270 \text{ kg/m}^2$ de dirección ortogonal a la dirección de los cables o sea que actúa según la diagonal de la torre.

La presión de $q_e = 270 \text{ kg/m}^2$ parece sobre-estimada para la situación geográfica de la torre. En efecto, según la normativa actual del Código Técnico de la Edificación (CTE DB SE-AE) [19] la presión de viento se calcula con la formula siguiente:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Con q_b la presión dinámica del viento:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Con la densidad del aire: $\delta = 1,25 \text{ kg/m}^3$ y con el valor básico de la velocidad del viento v_b en la región de ubicación de la construcción estudiada (Figura 4-13).

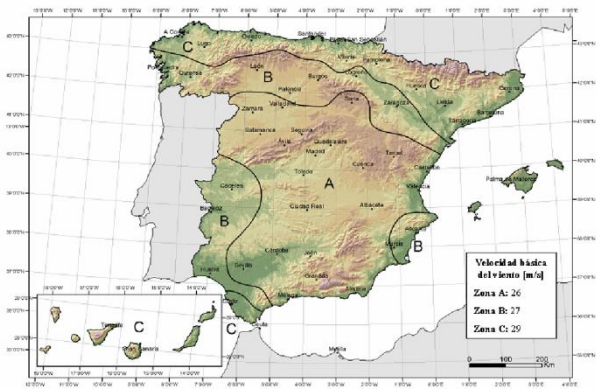


Figura 4-13 - Velocidad básica del viento en España [19]

Con c_e el coeficiente de exposición, que para las estructuras de alturas $z \leq 200 \text{ m}$ vale:

$$\begin{cases} c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) \\ F = k \cdot \ln\left(\frac{\max\{z, Z\}}{L}\right) \end{cases}$$

Los valores de los parámetros k , L y Z se encuentran en la Figura 4-14.

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Figura 4-14 - Parámetros según grado de aspereza del entorno de la estructura estudiada [19]



Con c_p el coeficiente eólico que depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento.

Así, para la Torre Jaume I situada en Barcelona y en borde del mar significa para los parámetros:

$$\begin{cases} v_b = 29 \text{ m/s} \\ k = 0,15 \\ L = 0,003 \text{ m} \\ Z = 1,0 \text{ m} \end{cases}$$

Lo que da:

$$\begin{aligned} q_b &= \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot 29^2 = 525,625 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\ \begin{cases} F = k \cdot \ln\left(\frac{\max\{z; Z\}}{L}\right) = 0,15 \cdot \ln\left(\frac{\max\{112,0; 1,0\}}{0,003}\right) = 1,579 \\ c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) = 1,579 \cdot (1,579 + 7 \cdot 0,15) = 4,152 \end{cases} \end{aligned}$$

Se toma el valor de $c_p = 1$ o sea una presión simple sin modificación debida a la forma de la estructura o su inclinación respecto al viento.

Al final, se obtiene una presión de viento de:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 525,625 \cdot 4,152 \cdot 1 = 2182,395 \text{ N/m}^2$$

O sea la presión del viento según el CTE es de: $q_e = 218,2 \text{ kg/m}^2$.

Por eso, se estudiará dos configuraciones para la dirección del viento, en diagonal y ortogonal a la cara de los paneles de la torre con una presión del viento de $q_e = 220 \text{ kg/m}^2$. O sea para el primer caso un viento actuando de manera ortogonal con una presión de $q_e = \frac{220}{\sqrt{2}} = 155,56 \text{ kg/m}^2$ a dos caras consecutivas de los paneles. Para el segundo caso, el viento actúa de forma ortogonal a una cara de la torre con una presión de $q_e = 220 \text{ kg/m}^2$.

4.3.2. Superficies ofertas a la acción del viento y esfuerzos del viento

Se suponen las superficies sometidas al viento como la proyección horizontal de las caras de la estructura dado que el viento actúa de manera paralela al suelo. Para las superficies de los miradores o cubiertas se toma la totalidad de la superficie oferta al viento. Pero para las otras partes de la estructura compuesta de barras, de superficie total S y de superficie de barras de la primera cara s_1 , s_{1+2} la superficie a tomar en cuenta para las dos caras y $s_{ascensor}$ la superficie debida a la columna del conjunto del ascensor y de las escaleras, se utiliza la formula siguiente:

$$V = q_e \cdot \left[s_1 \left(1 + \frac{S - s_1}{S} \right) + s_{ascensor} \right] = q_e \cdot [s_{1+2} + s_{ascensor}]$$



Se identificarán V_{diag} y V_{orto} respectivamente las fuerzas debidas a un viento de dirección diagonal y ortogonal a la Torre Jaime I, correspondiente las dos configuraciones para la dirección del viento.

La tabla siguiente resume los resultados obtenidos para las superficies y los esfuerzos de viento de cada parte de la torre:

Parte	S (m^2)	s_1 (m^2)	s_{1+2} (m^2)	$S_{ascensor}$ (m^2)	V_{diag} (kg)	V_{orto} (kg)
Cubierta III-7 y 8	-	-	45,00	-	7 020	9 900
Cables y cabinas	-	-	115,00	-	25 300	17 890
III-6	149,46	27,71	50,28	22,70	11 354	16 056
Mirador Superior	-	-	95,00	-	14 779	20 900
II-5	35,70	15,16	23,88	7,30	4 851	6 860
II-4	224,80	44,95	80,91	50,28	20 408	28 861
II-3	262,70	53,64	96,32	37,5	20 818	29 441
Mirador Inferior	-	-	118,25	-	18 395	26 015
I-2	60,48	20,33	33,83	10,03	6 823	9 650
I-1	606,92	144,81	255,07	92,20	54 022	76 399
TOTAL:					176 750	241 972

Los esfuerzos debidos al viento se aplican en la sección que separa dos partes de la estructura de tal manera que cada parte transmite la mitad de su esfuerzo total de viento. Para los miradores el esfuerzo de viento se aplica en la sección que contiene la base del mirador, para los cables se aplica en la parte superior de la parte III-6 y para la cubierta en el centro de la parte III-7. Así, obtenemos los resultados siguientes:

Partes	Sección i	Altura (m)	V_{diag-i} (kg)	V_{orto-i} (kg)
Cubierta	0	101,50	7 020	9 900
III-6 / III-7	1	99,00	30 977	25 918
II-5 / III-6	2	84,92	22 882	32 358
II-4 / II-5	3	82,00	12 630	17 861
II-3 / II-4	4	61,89	20 613	29 151
I-2 / II-3	5	40,89	32 216	45 561



I-1 / I-2	6	36,88	30 423	43 025
Suelo / I-1	7	0,00	27 011	38 199
TOTAL:			176 750	241 972

4.3.3. Cálculo de los trabajos en las barras debidos al viento

Aplicando el método gráfico de cálculo de torres o pilas metálicas (explicado en el Anexo B), se determina los esfuerzos en las barras cortadas por las secciones.

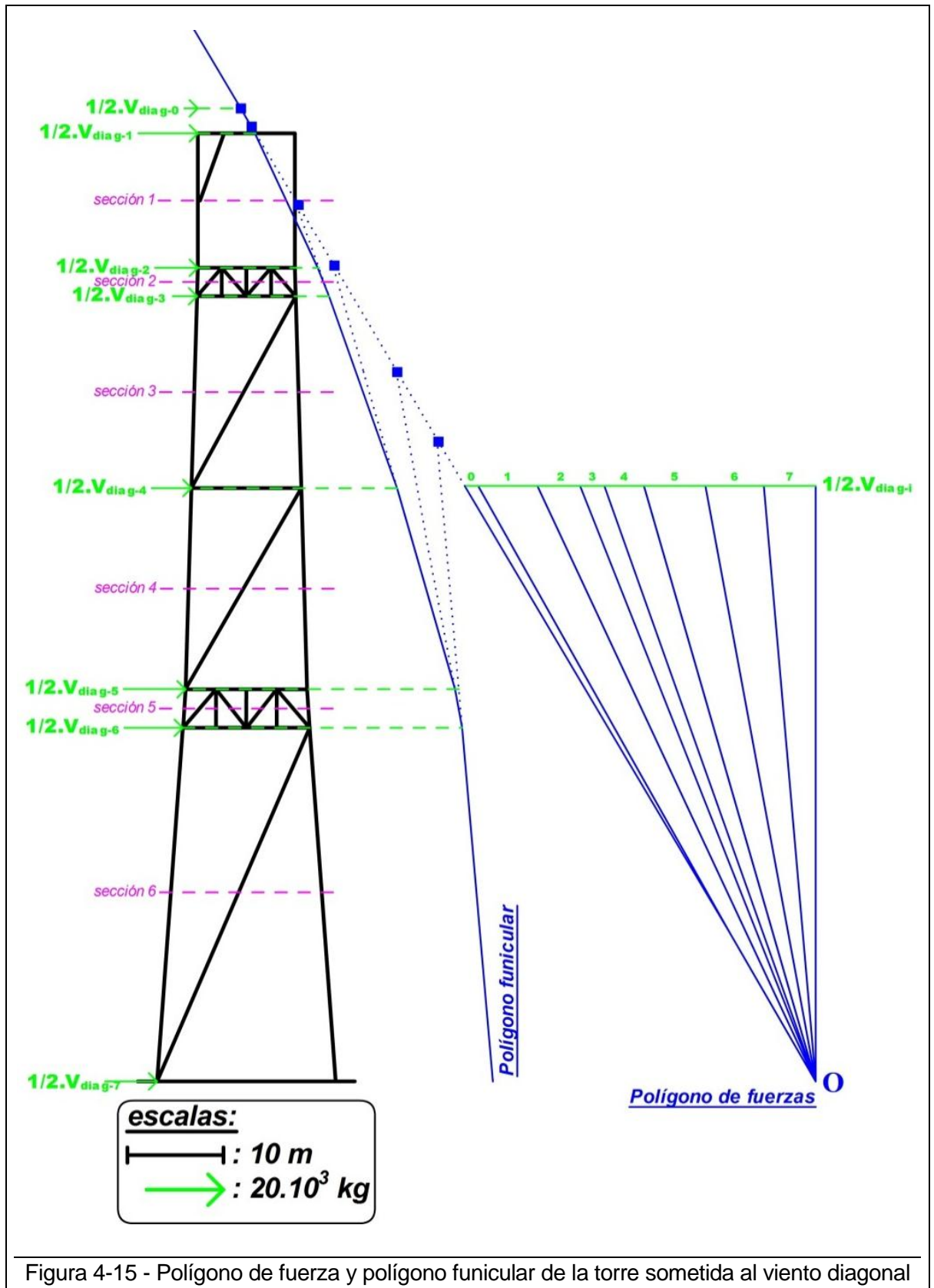
4.3.3.1. Viento diagonal

Con los esfuerzos de viento V_{diag-i} obtenidos a la parte precedente se traza el polígono de fuerzas y el polígono funicular y la repartición de los momentos flectores (Figura 4-15). Y a partir de estos polígonos se construye los triángulos de fuerzas para cada sección (Figura 4-16). Para obtener el coeficiente de trabajo de los pilares hay que dividir la suma $Q_i + Q'_i$ por la sección del pilar, para las barras en "X" hay que dividir S_i por la sección de las barras en "X". Para las cerchas la fuerza S_i obtenida debe repartirse entre las cuatro barras diagonales y luego dividir este valor por la sección de la barra diagonal considerada (2*U N°20 o 2*U N°25). Los resultados obtenidos son los siguientes:

i	Ti (kg)	Si (kg)	Qi (kg)	Q'i (kg)	Qi + Q'i (kg)
1	18998.50	112538	106000	0	106000
2	30439.25	42738	0	0	0
3	36754	69847	29510	90552	120062
4	47060.50	78359	118615	186580	305195
5	63168.25	62012	0	0	0
6	78379.50	112351	1869301	290740	477670

i	W _{pilar} (mm ²)	R _{pilar}	W _x (mm ²)	R _x	W _{cercha U20} (mm ²)	R _{cercha U20}	W _{cercha U25} (mm ²)	R _{cercha U25}
1	41728	2.5	10740	10.5	-	-	-	-
2	-	-	-	-	6640	1.6	8500	1.3
3	50373	2.4	8500	8.2	-	-	-	-
4	55233	5.5	12140	6.5	-	-	-	-
5	-	-	-	-	6640	2.3	8500	1.8
6	73929	6.5	23018	4.9	-	-	-	-





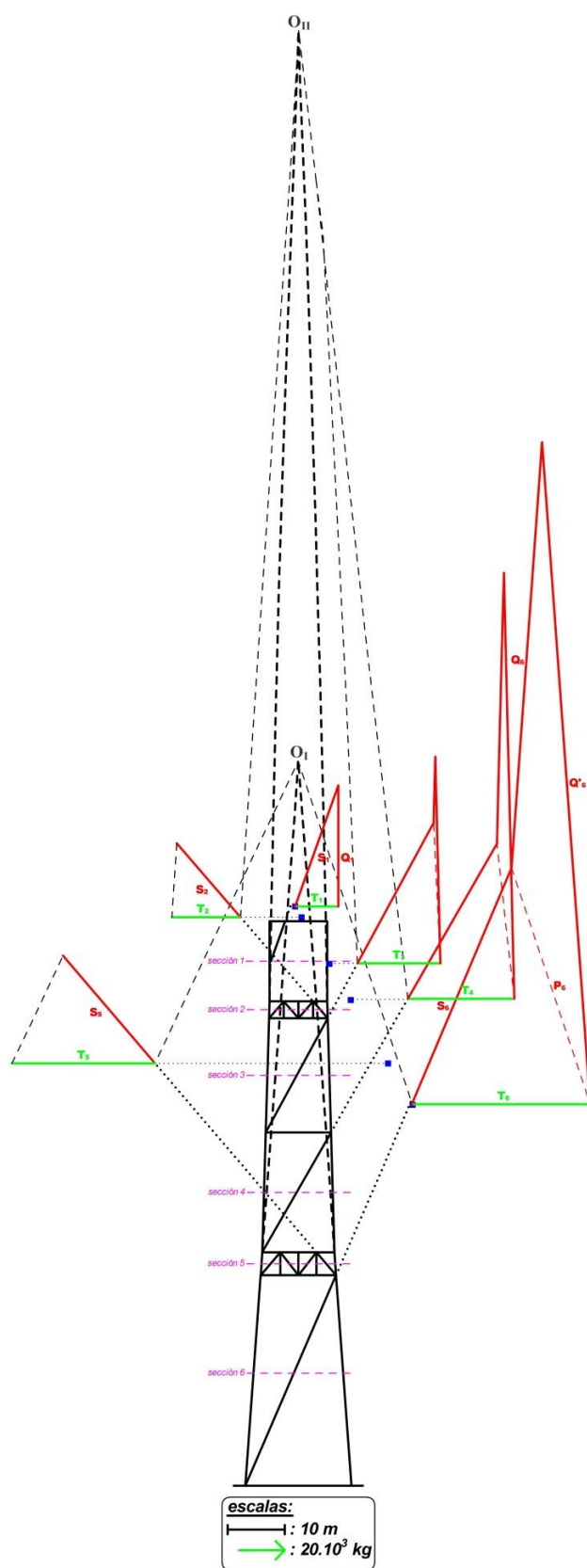


Figura 4-16 - Triángulos de fuerzas para un viento diagonal



4.3.3.2. Viento ortogonal

Con los esfuerzos de viento V_{orto-i} obtenidos a la parte precedente se traza el polígono de fuerzas y el polígono funicular y la repartición de los momentos flectores (Figura 4-15). Y a partir de estos polígonos se construye los triángulos de fuerzas para cada sección (Figura 4-16). Los resultados así obtenidos son los siguientes:

i	Ti (kg)	Si (kg)	Qi (kg)	Q'i (kg)	Qi + Q'i (kg)
1	17909	104046	98000	-	98000
2	34088	47898	-	-	-
3	43018.25	80543	40017	110841	150858
4	57593.75	97095	18377	102794	121170
5	80374	83329	-	-	-
6	101886.25	153678	208209	349612	557821

i	W_{pilar} (mm ²)	R_{pilar}	W_x (mm ²)	R_x	$W_{cercha\ U20}$ (mm ²)	$R_{cercha\ U20}$	$W_{cercha\ U25}$ (mm ²)	$R_{cercha\ U25}$
1	41728	2.3	10740	9.7	-	-	-	-
2	-	-	-	-	6640	1.8	8500	1.4
3	50373	3.0	8500	9.5	-	-	-	-
4	55233	2.2	12140	8.0	-	-	-	-
5	-	-	-	-	6640	3.1	8500	2.5
6	73929	7.5	23018	6.7	-	-	-	-



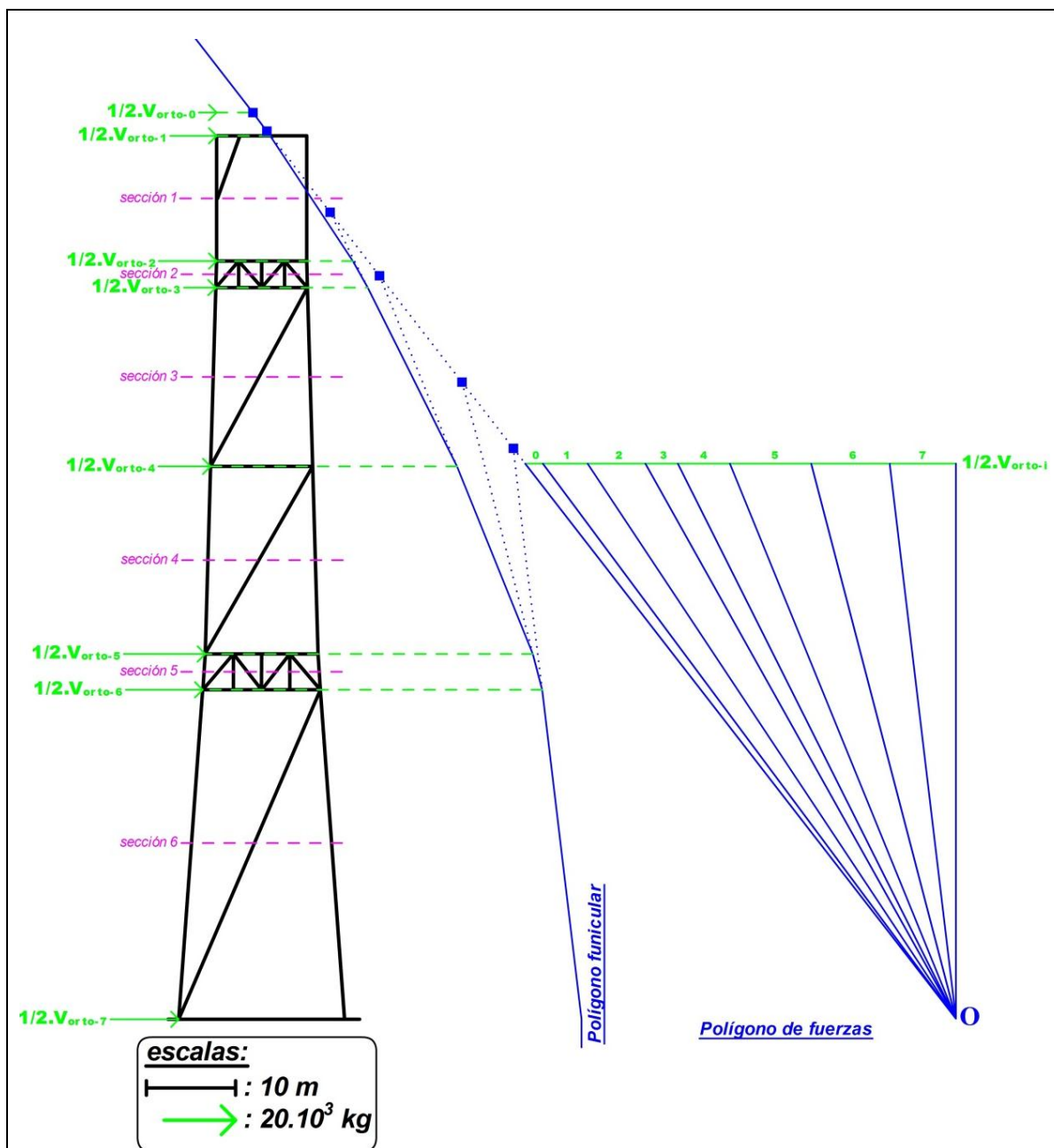


Figura 4-17 - Polígono de fuerza y polígono funicular de la torre sometida al viento ortogonal



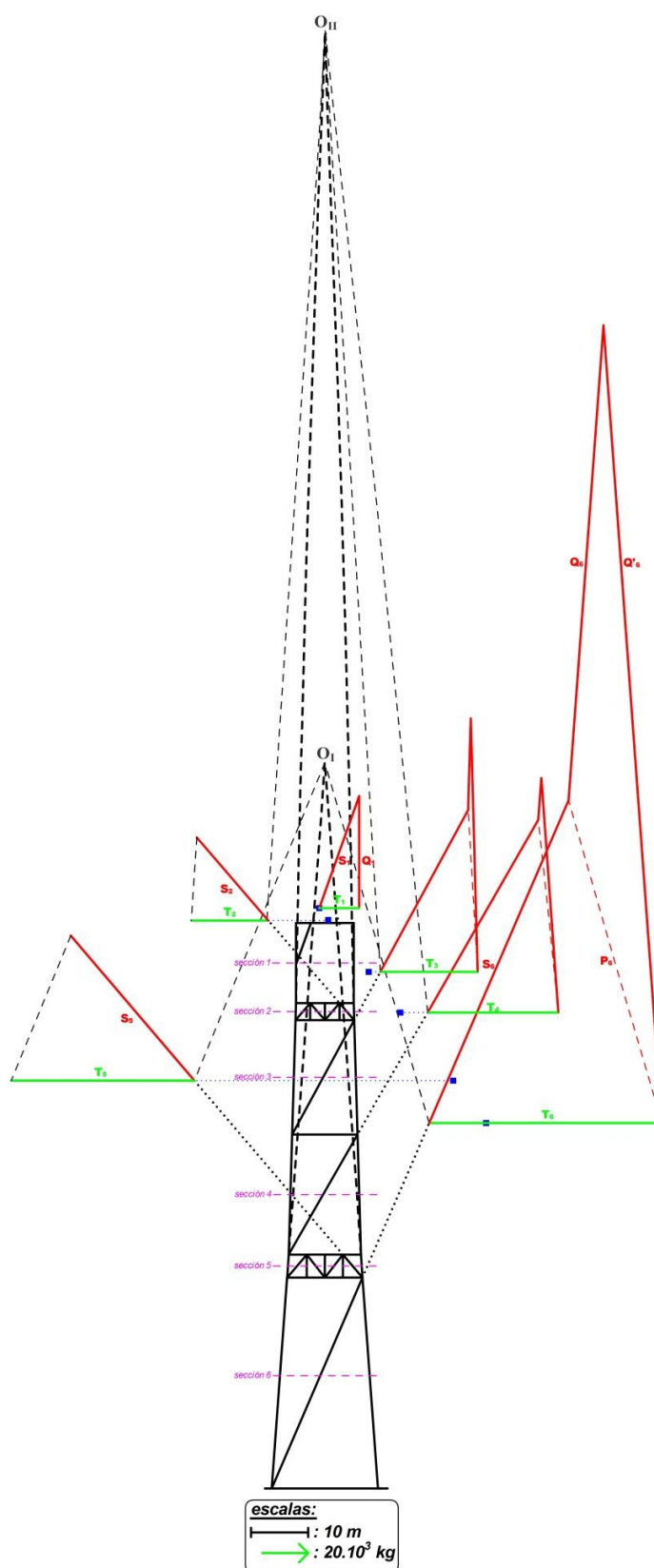


Figura 4-18 - Triángulos de fuerzas para un viento ortogonal



4.4. Coeficientes de trabajo máximo debidos a las cargas verticales y al viento y resistencia al pandeo

La tabla siguiente presenta para cada sección los coeficientes de trabajo de las diferentes barras de la estructura principal para el viento diagonal y la longitud máxima que resiste al pandeo posible debido al coeficiente de trabajo obtenido.

Sección	Coeficiente de trabajo			
	debido a las cargas verticales $R_{cargas} (kg/mm^2)$	debido al viento diagonal $R_{diag} (kg/mm^2)$	total	máximo para resistir al pandeo $l (m)$ $R_{max} (kg/mm^2)$
I-1				
- Pilares	3.1	6.5	9.6	9.2
- Barras "X"		4.9	4.9	8.4
I-2				
- Cercha U20	1.2	2.3	3.5	8.2
- Cercha U25	2.3	1.8	4.1	7.6
- Cercha I central	1.2		1.2	2.6
II-3				
- Pilares	2.1	5.5	7.6	9.5
- Barras "X"		6.5	6.5	7.9
II-4				
- Pilares	1.8	2.4	4.2	9.6
- Barras "X"		8.2	8.2	7.1
II-5				
- Cercha U20	0.6	1.6	2.2	8.9
- Cercha U25	1.3	1.3	2.6	8.6



- Cercha I central	0.7		0.7	3.9
III-6				
- Pilares	0.8	2.5	3.3	9.8
- Barras esquinas		10.5	10.5	9.6

De misma manera, la tabla siguiente resume los resultados en el caso de un viento ortogonal:

Sección	Coeficientes de trabajo			Longitud máxima que resiste al pandeo l (m)
	debidos a las cargas verticales R_{cargas} (kg/mm ²)	debidos al viento diagonal R_{diag} (kg/mm ²)	total	
I-1				
- Pilares	3.1	7.5	10.6	9.2
- Barras "X"		6.7	6.7	8.4
I-2				
- Cercha U20	1.2	3.1	4.3	8.2
- Cercha U25	2.3	2.5	4.8	7.6
- Cercha I central	1.2		1.2	2.6
II-3				
- Pilares	2.1	2.2	4.3	9.5
- Barras "X"		8.0	8.0	7.9
II-4				
- Pilares	1.8	3.0	4.8	9.4
- Barras "X"		9.5	9.5	7.1
II-5				



- Cercha U20	0.6	1.8	2.4	8.9
- Cercha U25	1.3	1.4	2.7	8.6
- Cercha I central	0.7		0.7	3.9
III-6				
- Pilares	0.8	2.3	3.1	9.8
- Barras esquinas		9.3	9.3	9.6

Como se puede observar los coeficientes de trabajo en ambos casos no sobrepasan de mucho el límite de 10 kg/mm^2 y en estos casos se quedan inferiores a 12 kg/mm^2 . Además, se nota unos riesgos de pandeo, en particular en los pilares de la parte I-1 y II-4. Pero, cabe recordar que la evaluación del pandeo se hacía para una barra articulada en ambos de sus extremidades, tomando para longitud de pandeo la longitud l de la barra, y la realidad las barras no son articuladas y la longitud de pandeo inferior. Así, los coeficiente de trabajo máximo para resistir al pandeo son un poco sobre-estimados.



4.5. Verificación de la estabilidad y comprobación de los cimientos

Para verificar la estabilidad de la estructura se utilizan los elementos definidos en la Figura 4-19. En efecto, la estabilidad se calcula usando la distancia al centro de giro de la estructura de la resultante de las acciones del viento y de la carga vertical r' y de la dirección del pilar opuesto a .

El esfuerzo de tracción en el pilar opuesto que debe aguantar la cimentación es de:

$$F_{tracción} = R_{tot} \cdot \frac{r'}{a} = 937048 \cdot \left(\frac{4,835}{18,536} \right) = 244423 \text{ kg}$$

El esfuerzo de anclaje del pilar es:

$$F_{anclaje} = \frac{F_{tracción}}{2} = 122211 \text{ kg}$$

La sección del anclaje debe resistir al esfuerzo de anclaje $F_{anclaje}$ y el peso de las cimentaciones asociadas debe ser superior al esfuerzo de tracción $F_{tracción}$. Un coeficiente de seguridad de 2 es generalmente usado, lo que significa que el cubo de cimentación encontrado será multiplicado por 2. Utilizando un peso volumétrico de la cimentación de 2500 kg/m^3 se calculó el volumen U de cimentación necesario:

$$U = 2 \cdot \frac{F_{anclaje}}{2500} = 98 \text{ m}^3$$

Según los planos de las cimentaciones de la Torre Jaume I, cada pilar tiene una cimentación cilíndrica de 7 m de diámetro por 13 m de profundidad (Figura 4-20), o sea 500 m^3 . Este volumen de hormigón es más que suficiente para la resistencia a la volcada. Los pilares van tan profundos en el suelo para apoyarse en la capa original del fondo del mar. En efecto, el ingeniero actual del teleférico, el señor Rafael de María, dice que como el muelle de Barcelona ha sido construido de manera artificial al final del siglo XIX, debían de buscar el fondo del mar para asegurar el anclaje de la torre. Procedieron cavando hasta encontrar empollas y otras mercancías perdidas por los barcos en el puerto, lo que significaba que habían encontrado en fondo del mar. Luego, hicieron diversas pruebas con una prensa para encontrar la profundidad adecuada para impedir a la torre de hundirse en el suelo por su propio peso.



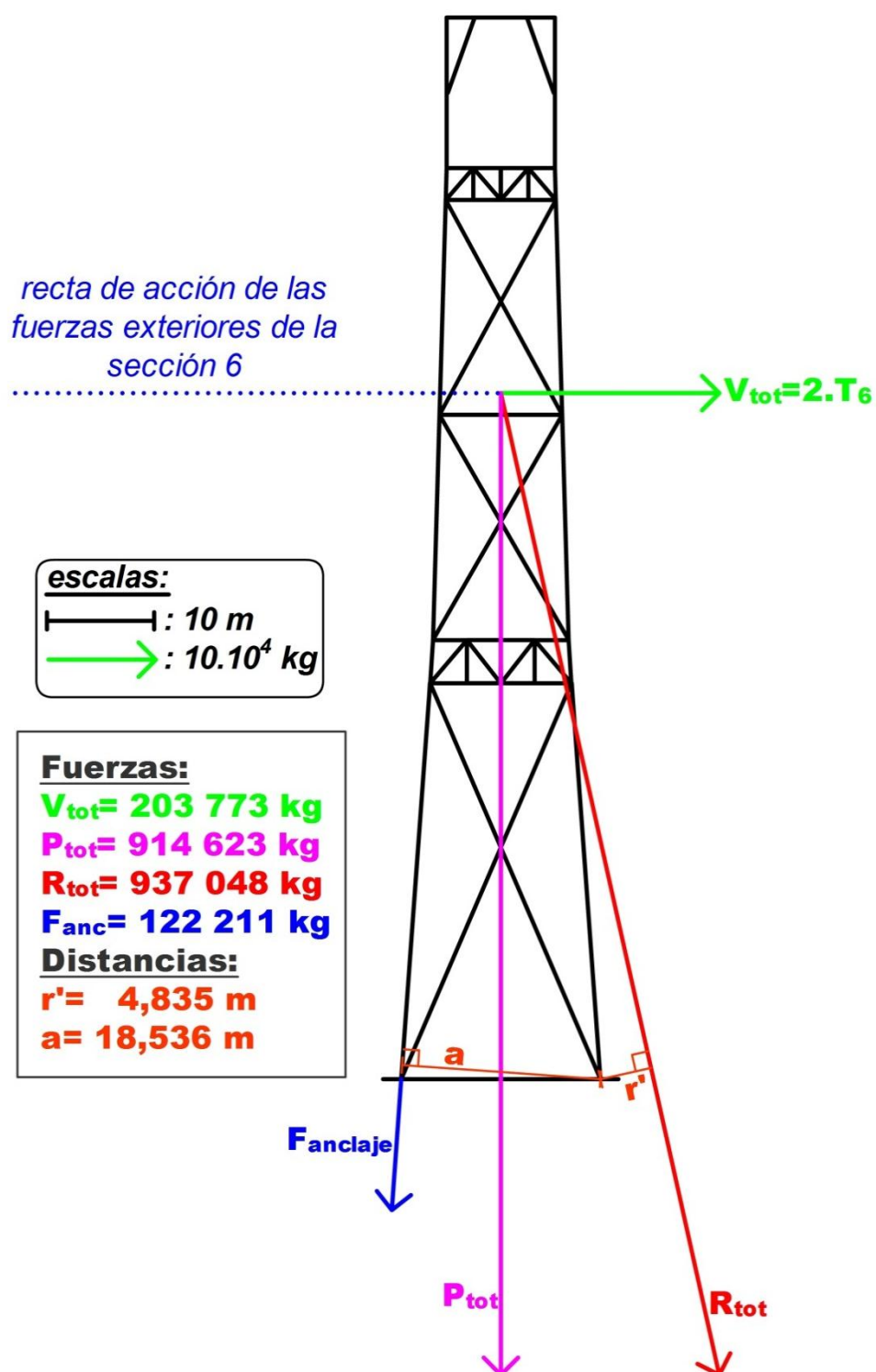
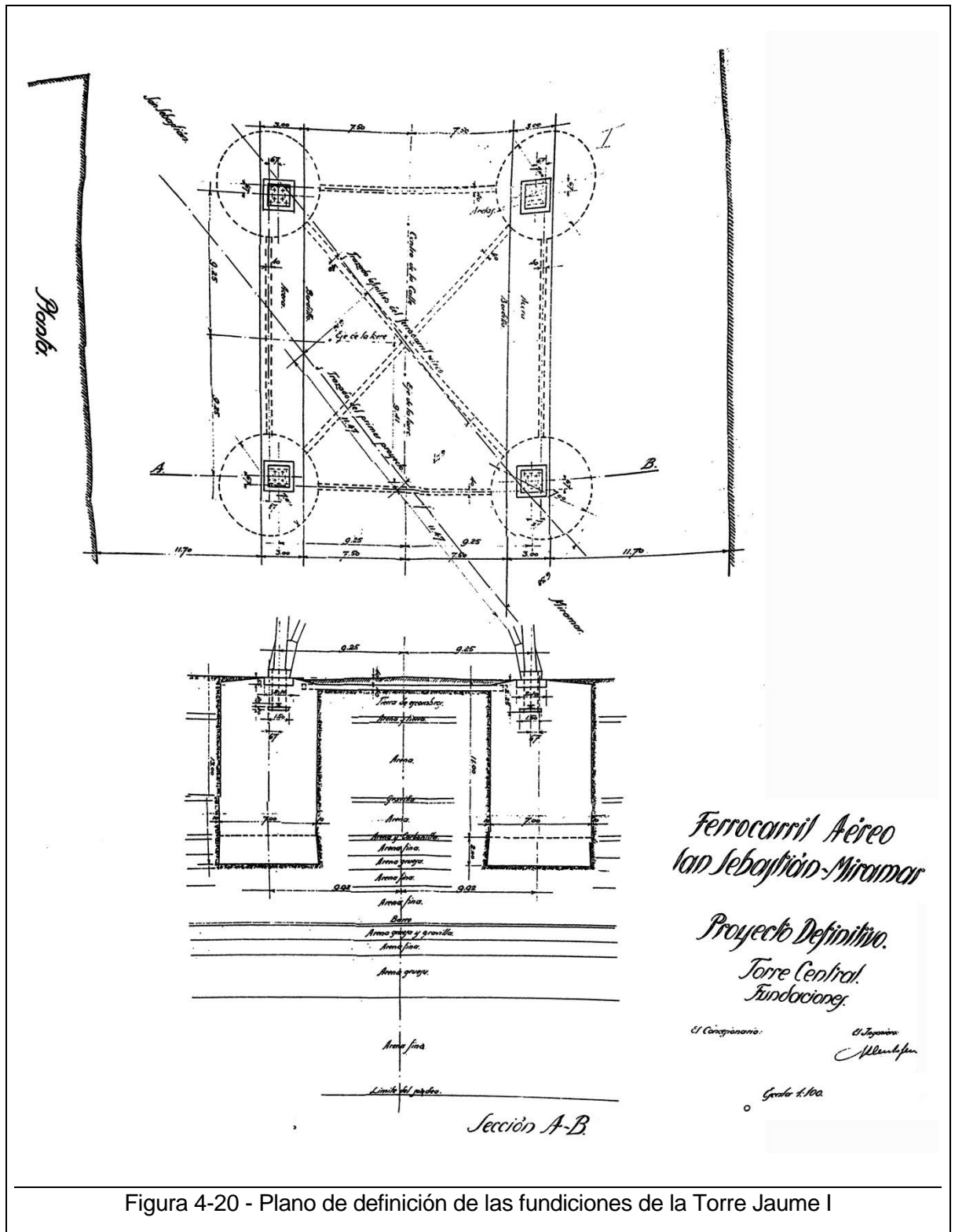


Figura 4-19 - Trazado para el cálculo de la estabilidad y la determinación de los cimientos







5. Comprobación de la estructura con métodos actuales

A continuación se calculará la estructura utilizando la normativa actual española del Código Técnico de la Edificación mediante el programa de cálculo estructural PowerFrame.

5.1. Adaptación de las propiedades de los perfiles a la norma actual

5.1.1. Propiedades mecánicas y composición química

Al principio del siglo XX se empleaba para la fabricación de perfiles laminados el acero dulce. La composición aproximativa puede verse en la tabla siguiente [20]:

Elemento	Designación	Porcentaje
Manganeso	Mn	0.40%
Carbono	C	0.25%
Fósforo	P	0.05%
Silicio	Si	0.03%
Azufre	S	0.03%

Las propiedades características son una carga mínima de ruptura a la tracción de 42 kg/mm^2 o sea $412,2 \text{ MPa}$ y un alargamiento mínimo de 22 %. Según las normas actuales europeas y en acuerdo con Código Técnico de la Edificación más adecuado es el S275JR (Figura 5-1). En efecto, con una resistencia mínima a la tracción de 410 MPa y un alargamiento mínimo entre 18 % y 22 % según espesor, el S275 tiene propiedades mecánicas comparables al material empleado para los perfiles de la Torre Jaume I aunque la composición química sea un poco diferente (Figura 5-1).



Propiedades mecánicas / Mechanical properties / Caratteristiche meccaniche

Norma Standard Norma	Calidades Grades Tipi	Limite elástico mínimo R_{eH} Minimum yield strength R_{eH} Snervamento minimo R_{eH}					Resistencia a la tracción R_m Tensile strength R_m Resistenza a trazione R_m		Alargamiento mínimo Minimum elongation Allungamento minimo $L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$ %				Ensayo de flexión por choque Notch impact test Prova di resilienza		
		MPa					MPa								
		Espesor nominal (mm) Nominal thickness (mm) Spessore nominale (mm)					Espesor nominal (mm) Nominal thickness (mm) Spessore nominale (mm)		Espesor nominal (mm) Nominal thickness (mm) Spessore nominale (mm)				Temperatura Temperature Temperatura	Energía mín. absorbida Min. absorbed energy Energia minima assorbita	
		≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤125	≥3 ≤100	>100 ≤125	≥3 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤100	>100 ≤125	°C	J
EN 10025: 1990 + A1: 1993	S 235 JRG2	235	225	215			195	340-470		26	25	24	22	+20 0 -20	27 27 27
	S 235 JO														
	S 235 J2G3/G4*														
	S 275 JR	275	265	255	245	235	225	410-560	400-540	22	21	20	18	+20 0 -20	27 27 27
	S 275 JO														
	S 275 J2G3/G4*														
	S 355 JR	355	345	335	325	315	295	490-630	470-630	22	21	20	18	+20 0 -20 -20	27 27 27 40
	S 355 JO														
	S 355 J2G3/G4 S 355 K2G3/G4														

Composición química / Chemical composition / Composizione chimica

Norma Standard Norma	Calidades Grades Tipi	Análisis de cuchara Ladle analysis Analisi di colata									
		C max. %			Mn max. %	Si ⁷⁾ max. %	P max. %	S max. %	N max. %	CEV ²⁾ max. %	
		Espesor nominal (mm) Nominal thickness (mm) Spessore nominale (mm)								Espesor nominal (mm) Nominal thickness (mm) Spessore nominale (mm)	
		≤16	>16 ≤40	>40 ⁴⁾						≤40	>40 ≤125
EN 10025: 1990 + A1: 1993	S 235 JRG2	0,17	0,17	0,20	1,40	-	0,045 ⁷⁾	0,045	0,009 ^{2) 3)}	0,35	0,38
	S 235 JO	0,17	0,17	0,17	1,40	-	0,040	0,040	0,009 ^{2) 3)}	0,35	0,38
	S 235 J2G3/G4*	0,17	0,17	0,17	1,40	-	0,035	0,035	-	0,35	0,38
	S 275 JR	0,21	0,21	0,22	1,50	-	0,045 ⁷⁾	0,045	0,009 ^{2) 3)}	0,40	0,42
	S 275 JO	0,18	0,18	0,18	1,50	-	0,040	0,040	0,009 ^{2) 3)}	0,40	0,42
	S 275 J2G3/G4*	0,18	0,18	0,18	1,50	-	0,035	0,035	-	0,40	0,42
	S 355 JR	0,24	0,24	0,24	1,60	0,55	0,045 ⁷⁾	0,045	0,009 ^{2) 3)}	0,45	0,47
	S 355 JO	0,20	0,20 ¹⁾	0,22	1,60	0,55	0,040	0,040	0,009 ^{2) 3)}	0,45	0,47
	S 355 J2G3/G4 ⁴⁾	0,20	0,20 ¹⁾	0,22	1,60	0,55	0,035	0,035	-	0,45	0,47
	S 355 K2G3/G4 ⁴⁾	0,20	0,20 ¹⁾	0,22	1,60	0,55	0,035	0,035	-	0,45	0,47

Figura 5-1 - Propiedades mecánicas y composición química de los aceros extracto del catálogo "Vigas, perfiles y comerciales" de Arcelor 2004 [21]



5.1.2. Perfiles

Si en la construcción de la torre se emplearon placas laminadas y perfiles laminados en L y U, la geometría de los perfiles normalizados actuales UPN y L es poca diferente de la definida por los Altos Hornos de Vizcaya en el “Prontuario para el empleo de viguetas para la construcción de edificios” de 1929.

En la Figura 5-2 y la Figura 5-3 se puede observar las similitudes entre los perfiles en U de 1929 de los Altos Hornos de Vizcaya y los perfiles UPN actuales de Arcelor. Se nota una diferencia en la desaparición de los U N°25/8 y U N°25/10 y tomaremos en la modelización los perfiles UPN240 y UPN260.



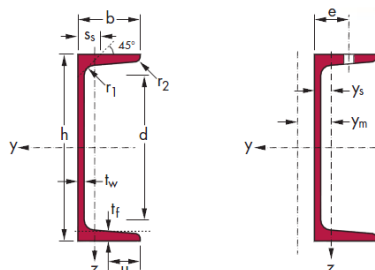
ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

HIERROS EN U

Número del perfil	DIMENSIONES EN MILÍMETROS						Sección Ω cm ²	Peso por metro p Kilogs.	o mm	d ₁ mm	U _n cm ³	Distancias al eje Y Y		Respecto al eje X X					Respecto al eje Y Y					C
	h	b	e	t-r	r ₁	h ₁						w	w ₁	I _x	R _x	I _y	I _{xn}	R _{xn}	I _{yn}	R _{yn}	I _{yn}	R _{yn}		
8	80	45	6	8	4	46	11,0	9,84	25	14	8,8	1,45	3,05	106	26,5	3,10	77,4	10,4	10,4	6,36	1,33	4,16	8	
10	100	50	6	8,5	4,5	64	13,8	10,88	30	14	11,2	1,55	3,45	206	41,2	3,91	158	31,6	29,3	8,49	1,47	4,84	10	
12	120	55	7	9	4,5	82	17,0	12,48	30	17	14,0	1,60	3,90	364	60,7	4,62	271	45,2	43,2	11,1	1,58	5,48	12	
14	140	60	7	10	5	98	20,4	14,01	35	17	17,1	1,75	4,25	605	85,4	5,45	466	66,6	62,7	14,8	1,78	5,84	14	
16	160	65	7,5	10,5	5,5	115	24,0	16,84	35	20	19,9	1,84	4,66	925	116	6,21	694	86,7	85,3	18,3	1,88	6,32	16	
18	180	70	8	11	5,5	133	28,0	22,00	40	20	23,8	1,92	5,08	1350	150	6,95	1050	117	114	22,4	2,02	6,71	18	
20	200	75	8,5	11,5	6	151	32,2	26,30	40	23	27,0	2,01	5,49	1910	181	7,70	1450	145	148	27,0	2,14	7,09	20	
22	220	80	9	12,5	6,5	167	37,4	29,48	45	23	31,8	2,14	5,86	2690	245	8,48	2090	190	197	33,6	2,30	7,28	22	
25/8*	250	80	10	12,5	6,5	195	42,5	34,98	45	23	36,7	2,14	5,86	3770	302	9,40	2950	236	238	40,6	2,36	7,43	25/8	
25/10*	250	100	10	16	8	180	53,7	42,28	55	26	45,4	2,88	7,12	5180	414	9,80	4020	321	440	61,7	2,88	6,70	25/10	
30*	300	90	13	14	4	230	60,7	47,86	50	26	53,4	2,14	6,86	7310	487	10,95	5840	389	349	51,0	2,38	9,54	30	

Figura 5-2 - Perfiles en U de 1929 (Altos Hornos de Vizcaya) [17]



UPN

	Dimensiones						A G mm ² kg/m		Propiedades del perfil									
						eje fuerte y-y					eje débil z-z							
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ■ mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ■ mm ³	i _z mm			
							x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10		
UPN 80*	80	45	6	8	8	4	11,02	8,65	106	26,6	32,3	3,10	4,90	19,4	6,38	11,9	1,33	
UPN 100*	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,50	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	
UPN 120	120	55	7	9	9	4,5	17,00	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	
UPN 140	140	60	7	10	10	5	20,40	16,0	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,00	18,8	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	
UPN 180	180	70	8	11	11	5,5	28,00	22,0	1350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,20	25,3	1910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	
UPN 220	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,40	29,4	2690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	
UPN 240	240	85	9,5	13	13	6,5	42,30	33,2	3600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	
UPN 260	260	90	10	14	14	7	48,30	37,9	4820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	
UPN 280	280	95	10	15	15	7,5	53,30	41,8	6280	448	532	10,9	29,28	399	57,2	109	2,74	
UPN 300	300	100	10	16	16	8	58,80	46,2	8030	535	632	11,7	31,77	495	67,8	130	2,90	

Figura 5-3 - Perfiles UPN actuales (Arcelor) [21]



5.2. Modelización de la Torre Jaume I

5.2.1. Primera modelización y problemas encontrados

El primero modelo tomaba para secciones de las barras las definidas por el plano del proyecto de la Torre Jaume I. Las secciones son compuestas de la unión roblonada de perfiles de hierro laminado. Así, cabía dibujar con el editor de perfil de PoweFrame cada una de las secciones compuestas, por la mayoría dos perfiles en U. El modelo obtenido tenía una complejidad geométrica importante que provoca una manipulación difícil en 3D y un tiempo de cálculo importante. Además, al momento de leer los resultados el programa no permitía de visualizar los niveles de carga procedentes de la verificación de la resistencia y del pandeo de los perfiles creados con el generador de sección [22]. Al final este modelo permitía de extraer los datos de peso propio de la estructura y propiedades de los perfiles para los cálculos del capítulo 4 “*Comprobación de la estructura con la estática gráfica*”.

5.2.2. Modelo definitivo

5.2.2.1. Estructura

Observando más en detalle la composición de las barras de la estructura son barras enrejadas compuestas de perfiles en U o angulares en L unidos por barras de enrejado. Las ventajas de estos tipos de construcciones es obtener perfiles con buenas propiedades de resistencia pero que ofrecen una resistencia al viento mínima y permiten de acceder a todas las superficies. En efecto, permite la aplicación de una capa de pintura a toda la superficie de las barras y protegerlas de la corrosión y así maximizar la durabilidad de la estructura.

Pero una manera sencilla de representar las barras de la estructura es de convertirlas en tubos rectangulares de dimensiones exteriores similares con espesores que permiten de alcanzar las mismas propiedades de superficie de sección y de momentos cuadráticos. Con la conservación de estas propiedades, los resultados obtenidos en el capítulo 5 serían iguales para las secciones compuestas o para las secciones tubulares, dado que la verificación de las secciones solo hace intervenir la superficie y los momentos cuadráticos de las barras de la estructura. Así, en la se puede ver la estructura y los grupos funcionales de barras:

- Rojo: *Pilares*
- Azul: *Contravientos en “X”*
- Amarillo: *Barras anti-pandeo*
- Naranja: *Cerchas de los miradores*
- Verde: *Plantas*

Las plantas de los miradores y la planta superiora son dotadas de un diafragma para simular las losas. Esta función hace que todos los puntos que pertenecen al diafragma se



desplacen conjuntamente manteniendo las distancias entre puntos constantes (con la ayuda de muelles más rígidos entre los puntos) [22].

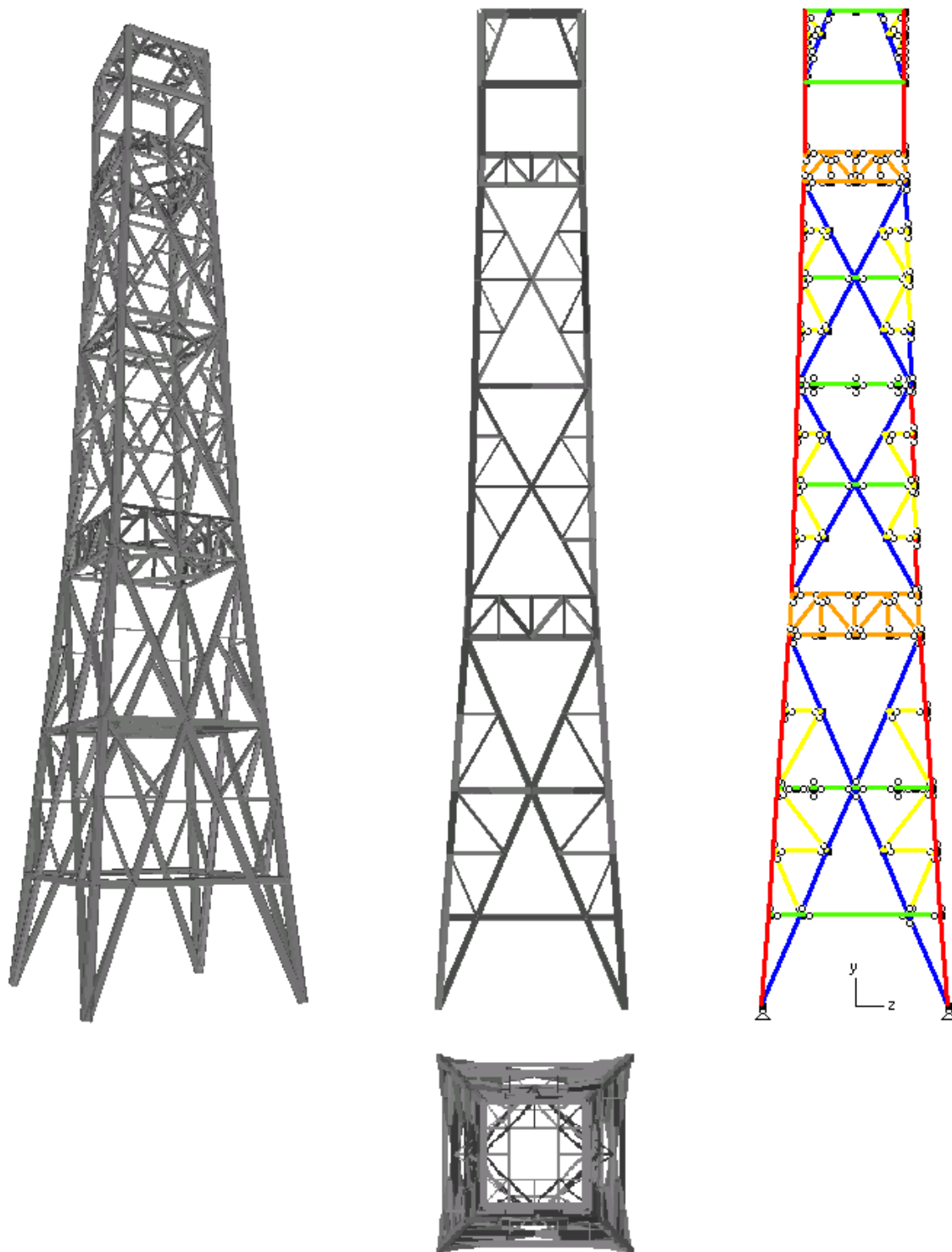


Figura 5-4 - Definición de la estructura (3D, 2D y grupos de barras)



5.2.2.2. Cargas

La Figura 5-5 presenta las cargas consideradas: el peso propio (a.), la carga permanente (b.) y el viento (c.). El peso propio es definido automáticamente por PowerFrame. Las cargas permanentes se reparten en la planta superior para el peso de la cubierta y el peso de las cabinas y los cables del teleférico, en las plantas de los miradores y se reparte el peso de los ascensores y escaleras en las plantas intermedias de la parte I y de la parte II. Para las cargas debidas al viento se reparte las cargas sobre las barras de los dos planos ortogonales a la dirección del viento (considerada según la dirección del vector x). Además, en las plantas intermedias de la parte I y de la parte II influyen los esfuerzos del viento debido a la superficie de las escaleras y ascensores y en la planta superior la carga de viento debida a las cabinas y los cables del teleférico. Luego, las combinaciones de cargas son generadas según los coeficientes especificados por el Código Técnico de la Edificación.

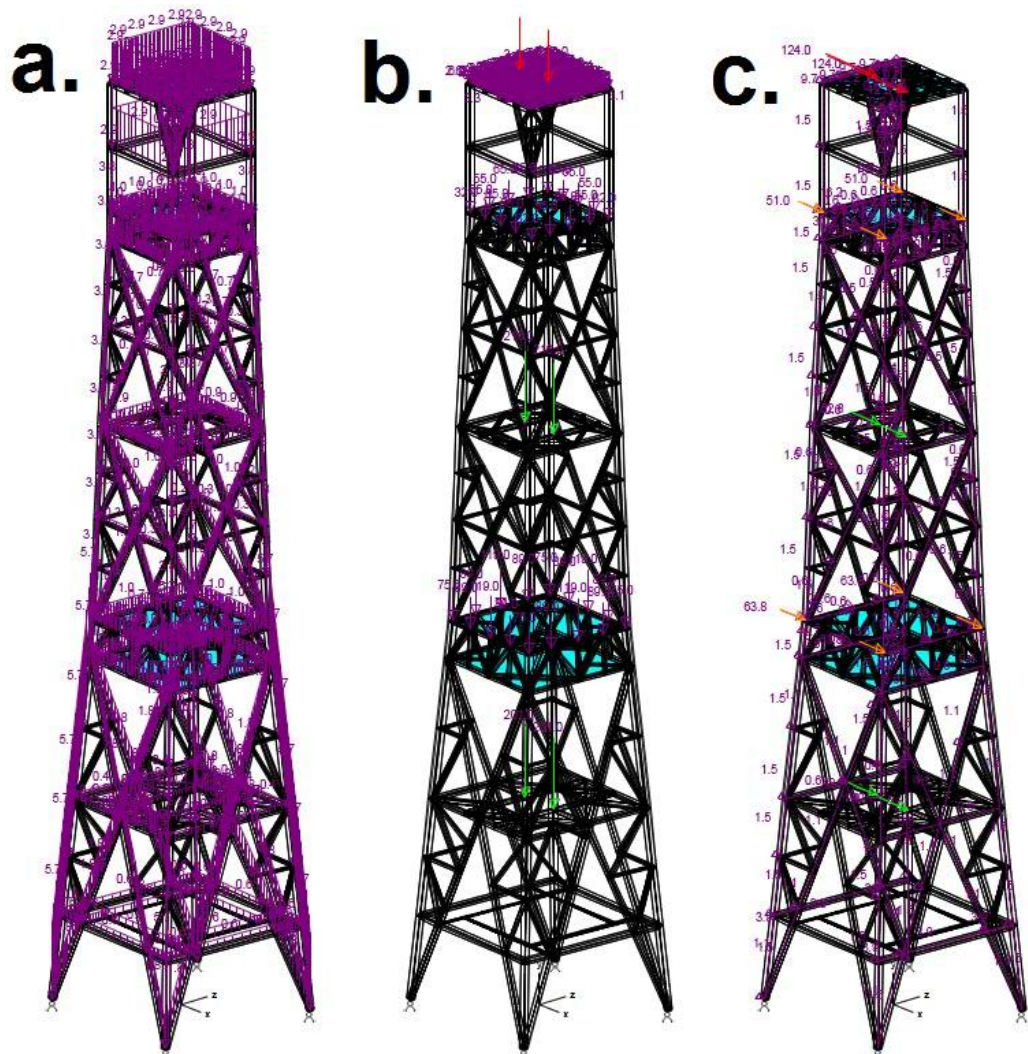


Figura 5-5 - Definición de las cargas (a. Peso propio; b. Carga permanente; c. Viento)



5.3. Resultados

5.3.1. Resultados generales

El análisis de la estructura por PowerFrame nos da los resultados siguientes respectando a la verificación de la resistencia y la estabilidad de todas las secciones a partir del Código Técnico de la Edificación (Figura 5-6 y Figura 5-7).

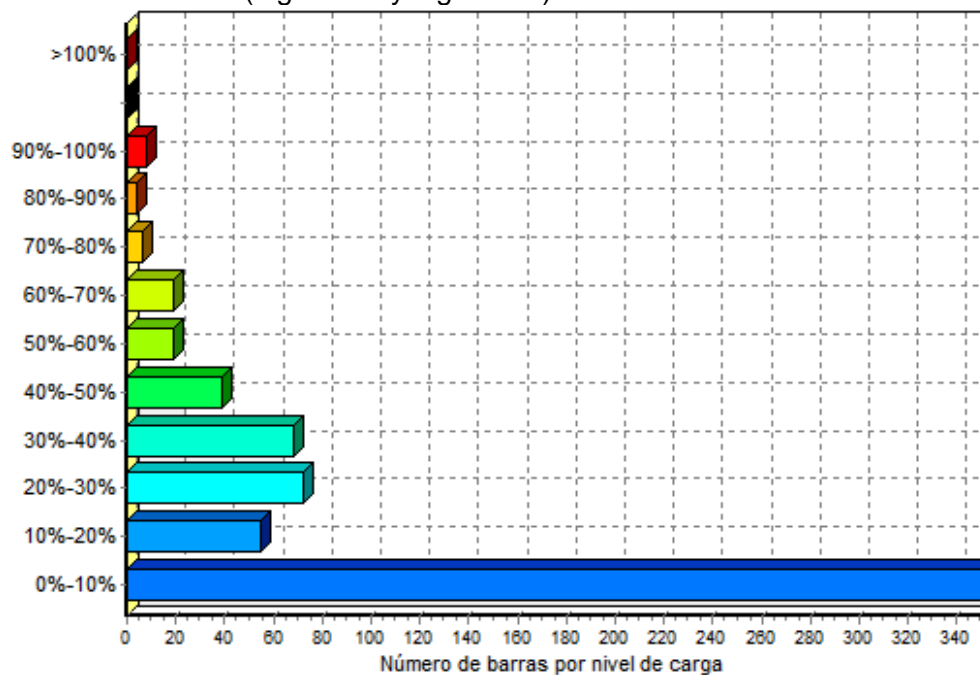


Figura 5-6 - Resistencia de las secciones de las barras al agotamiento de las secciones

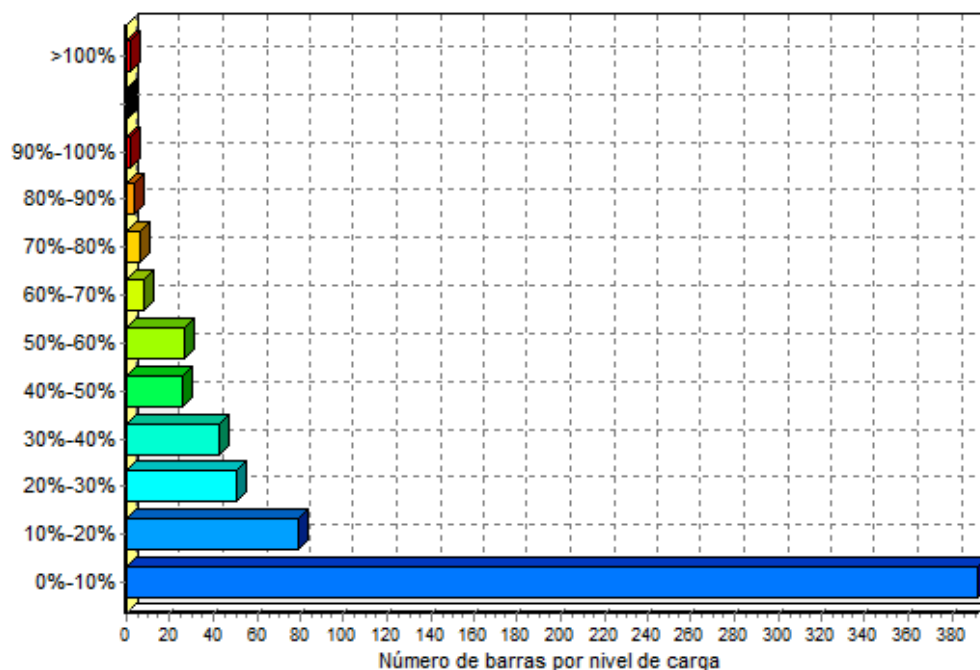


Figura 5-7 - Riesgo de pandeo de las barras al agotamiento de las secciones



5.3.2. Análisis en detalle de la estructura

Ahora cabe estudiar más en detalle la estructura. En efecto como lo muestra el diagrama de la Figura 5-6, la verificación de la resistencia da buenos resultados ya que todas las barras tienen un nivel de carga debajo del 100%. En cambio en el diagrama de la Figura 5-7 se constatan problemas de inestabilidad ya que unas barras tienen un nivel de carga por encima del 100% y presentan un riesgo de pandeo.

5.3.2.1. Barras anti-pandeo

Pero a primera vista, una grande parte de las 640 barras de la estructura son muy pocas solicitadas entre 0% y 10% del nivel de carga máxima (Figura 5-6 y Figura 5-7, 350 barras para la resistencia de la sección y 390 barras para el riesgo de pandeo o sea respectivamente 55% y 61% de las barras de la estructura). En el capítulo 4 en la parte “Definición del sistema estudiado” se define las barras adiciones a la estructura como un dispositivo anti-pandeo de los pilares y barras de contraviento en “X”. Por eso, como estas barras no tienen un papel resistivo, no deben ser solicitadas de manera importante. Esta hipótesis esta verificada con el análisis de la estructura con PowerFrame (Figura 5-8) dado que el agotamiento de las secciones queda inferior a 18% en resistencia de las secciones y 25% en riesgo de pandeo.

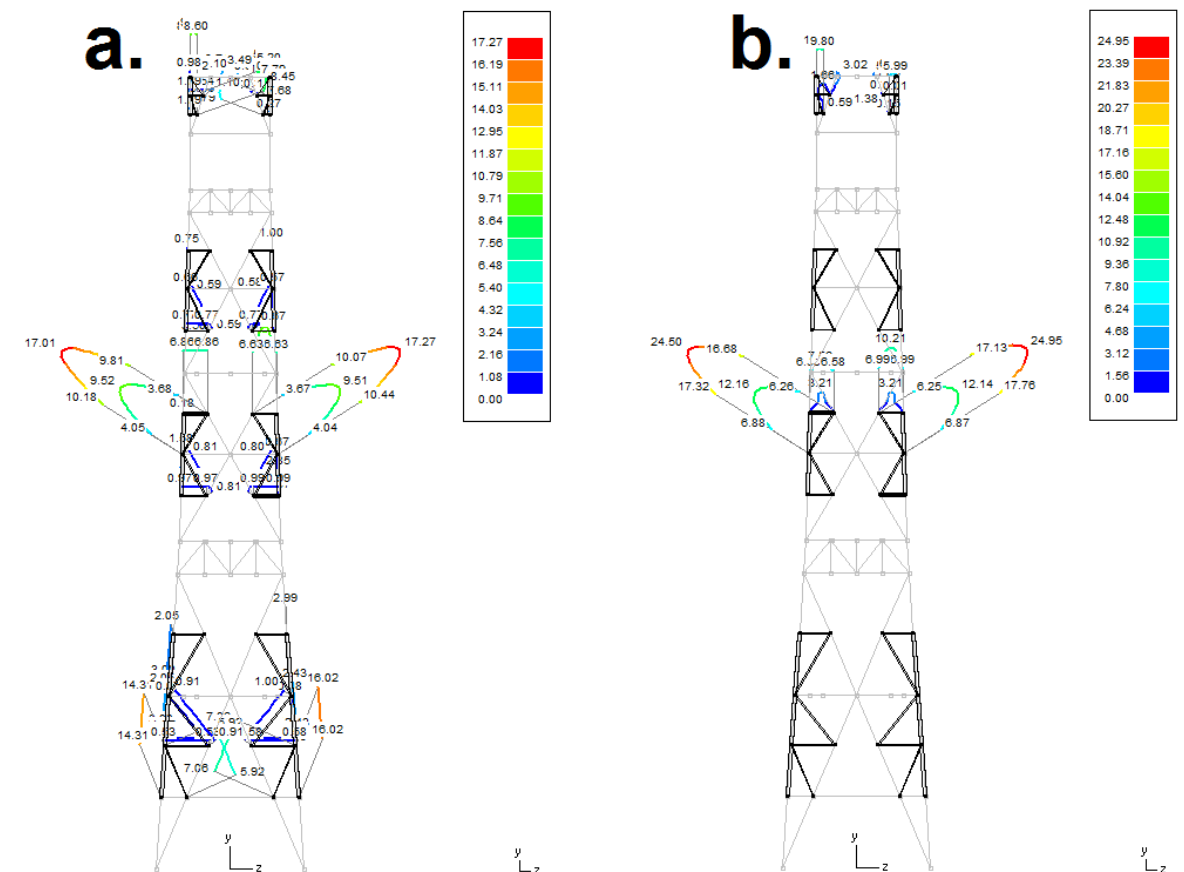


Figura 5-8 - Agotamiento de las secciones de las barras anti-pandeo
(a. Resistencia de la sección; b. Riesgo de pandeo)



5.3.2.2. Pilares

Las secciones de los pilares no parecen padecer de un agotamiento excesivo dado que tanto la resistencia como el riesgo de pandeo son debajo del 100% (Figura 5-9). Los pilares comprimidos por la acción del viento (pilares de la derecha en los diagramas de la Figura 5-9) son los más solicitados con un máximo de 72% para la resistencia de la sección y de 53% para el riesgo de pandeo.

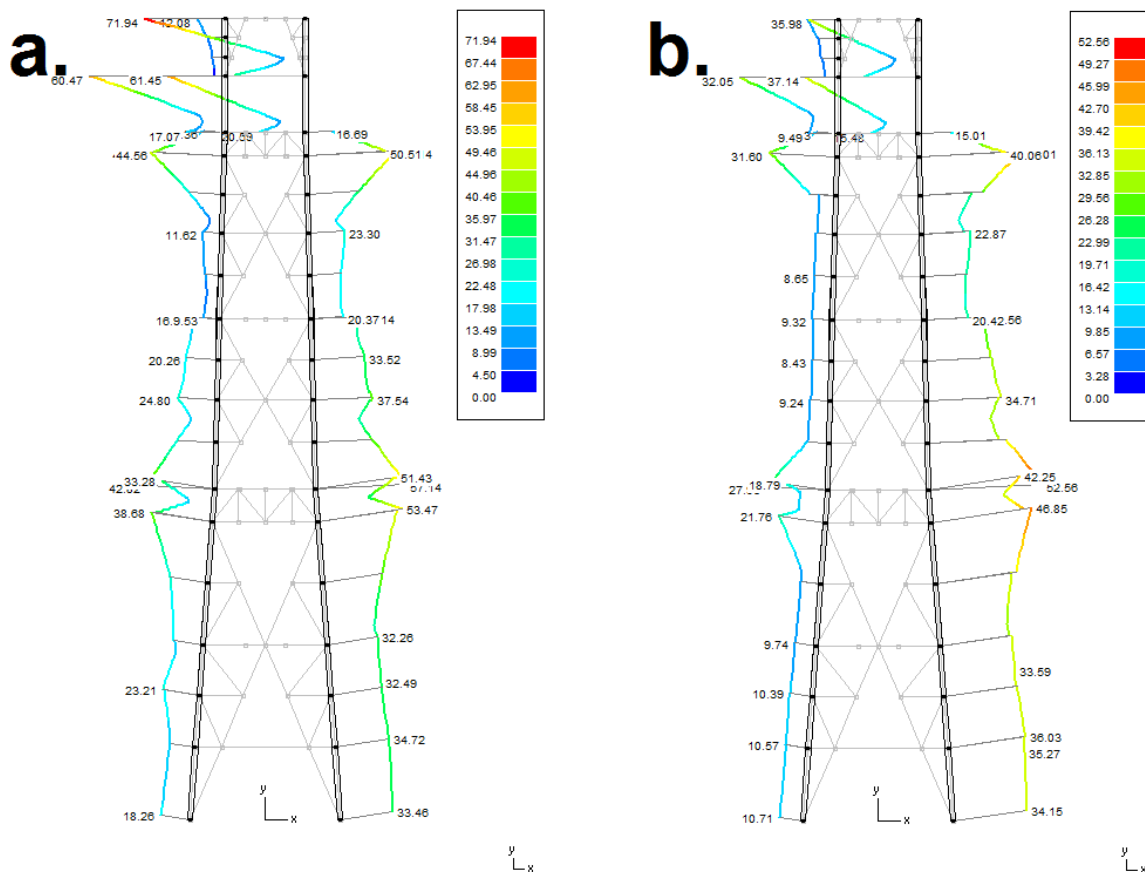


Figura 5-9 - Agotamiento de las secciones de los pilares
(a. Resistencia de la sección; b. Riesgo de pandeo)



5.3.2.3. Barras en "X" de contraviento

Mientras que la resistencia de las secciones de las barras en "X" de contraviento es por debajo del 100%, existe un riesgo de pandeo ya que el máximo encontrado sobrepasa el 100% (Figura 5-10). En efecto, existen 2 barras con un riesgo de pandeo de 124% y 120%. Estas barras se encuentran en la parte alta de las partes II-3 y II-4. El agotamiento de las secciones de las otras barras de contraviento es debajo de 71% para la resistencia y 88% para el pandeo. Este riesgo de pandeo se había detectado también en la comprobación con la estática gráfica (capítulo 4.4 "Coeficientes de trabajo máximo debidos a las cargas verticales y al viento y resistencia al pandeo").

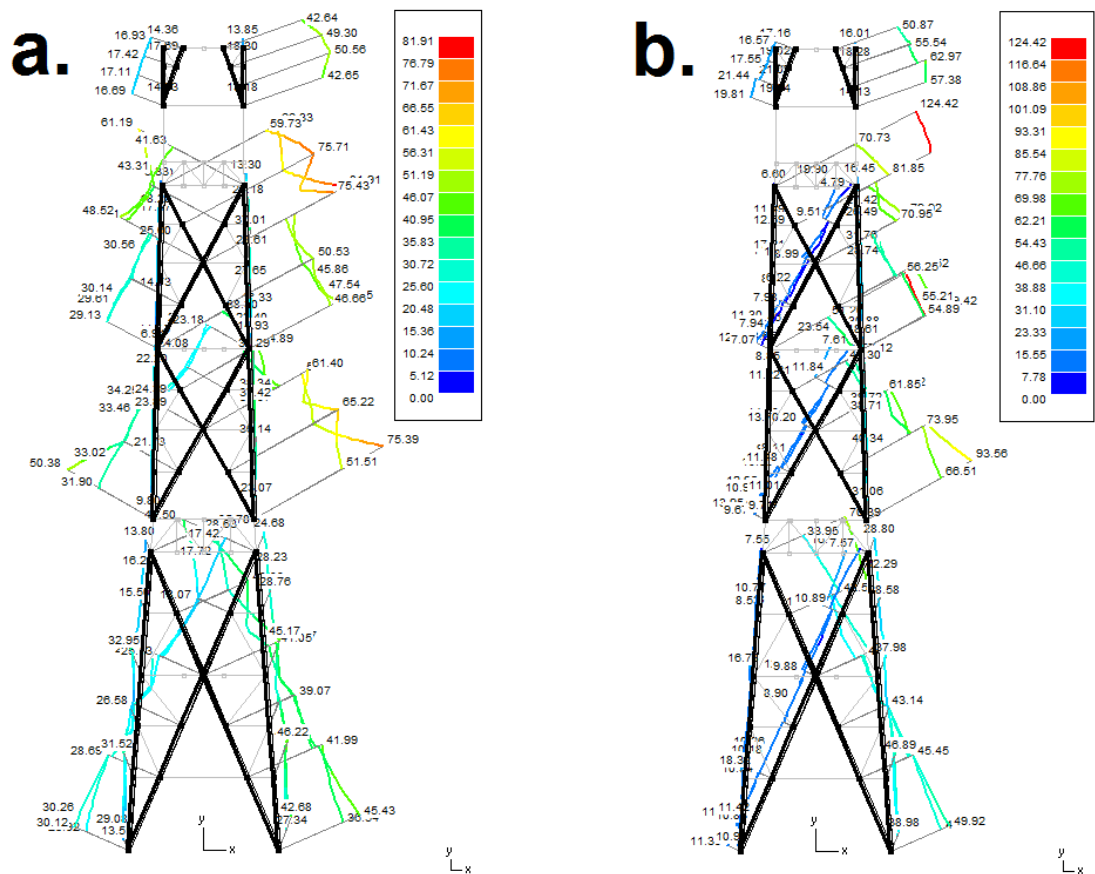


Figura 5-10 - Agotamiento de las secciones de las barras en "X" de contraviento
 (a. Resistencia de la sección; b. Riesgo de pandeo)



5.3.2.4. Cerchas

El agotamiento de las secciones de las barras que constituyen las cerchas no presenten riesgos para los esfuerzos que deben aguantar ya que la resistencia de las secciones y el riesgo de pandeo se sitúa por debajo del 100% (Figura 5-11). Como esperado la cercha del mirador inferior es la más solicitada ya que ambas cerchas son construidas según la misma manera con barras de misma sección y que el mirador inferior por sus dimensiones más grandes debe aguantar más cargas. Así, el agotamiento de las secciones tanto del punto de vista de la resistencia como del riesgo de pandeo son prácticamente del doble del agotamiento observado en las secciones de la cercha del mirador superior. La barra superior de las cerchas es la que padece el más del agotamiento, con un máximo de 60% para la resistencia de la sección y de 51% para el riesgo de pandeo para la cercha inferior y respectivamente 32% y 26% para la cercha superior.

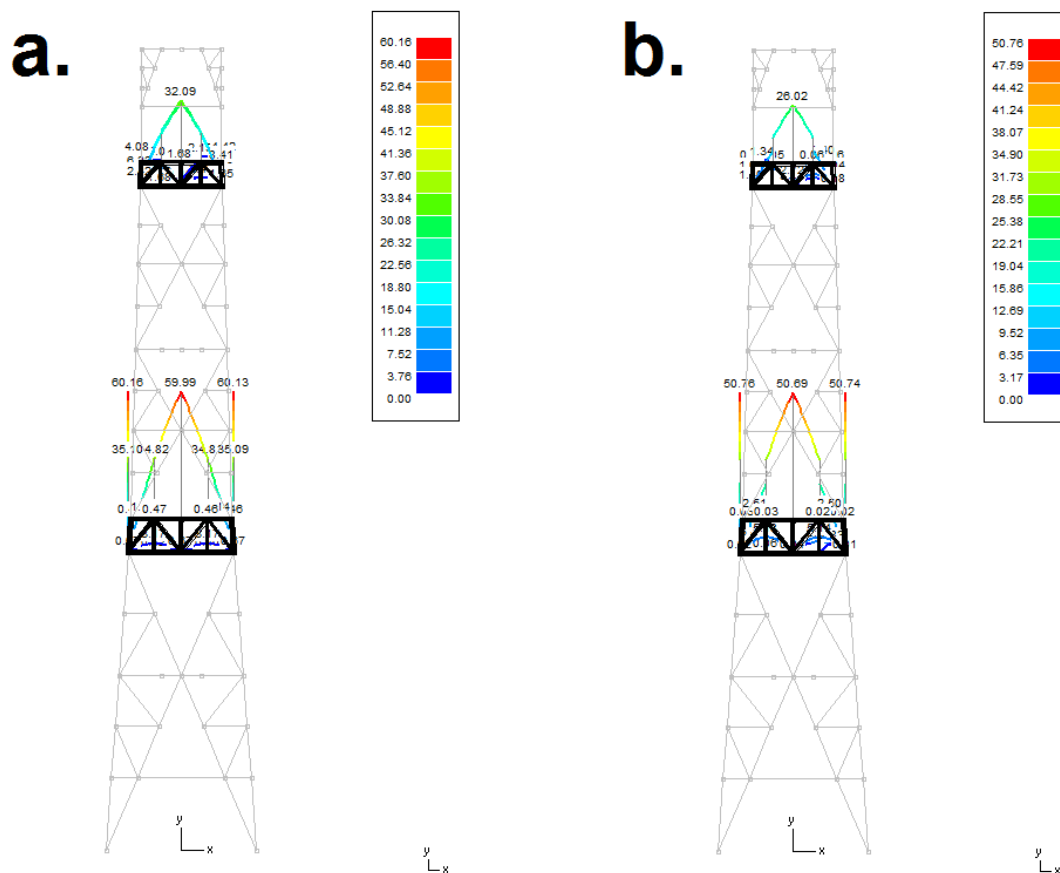


Figura 5-11 - Agotamiento de las secciones de las barras de las cerchas
(a. Resistencia de la sección; b. Riesgo de pandeo)



5.3.2.5. Plantas

No estudiadas en el capítulo 4, las secciones de las barras que los componen parecen bastante solicitadas. Aunque la resistencia de las secciones y el riesgo de pandeo son por debajo del 100%, las secciones de las barras de las pantas que aguantan la carga del ascensor y de las escaleras (planta central de la parte I-1 y planta entre las partes II-3 y II-4) se acercan del máximo aceptable (Figura 5-12). Se puede suponer que la realidad es diferente y que las cargas debidas al ascensor y a las escaleras se reparten entre todas las plantas. Por consiguiente, las dos plantas cuyo agotamiento es crítico son solicitadas de manera más razonable y las otras plantas incluyendo las cerchas aguantan una parte de las cargas. Un estudio más detallado de las uniones entre el ascensor y las plantas permitiría de evaluar con más precisión como se efectúa la repartición de las cargas entre las diferentes plantas y cerchas. Pero la suposición que la planta central de la parte I-1 y la planta entre las partes II-3 y II-4 aguantan las cargas debidas al ascensor y a las escaleras, a causa de sus construcciones reforzadas, parece ser viable para la estructura.

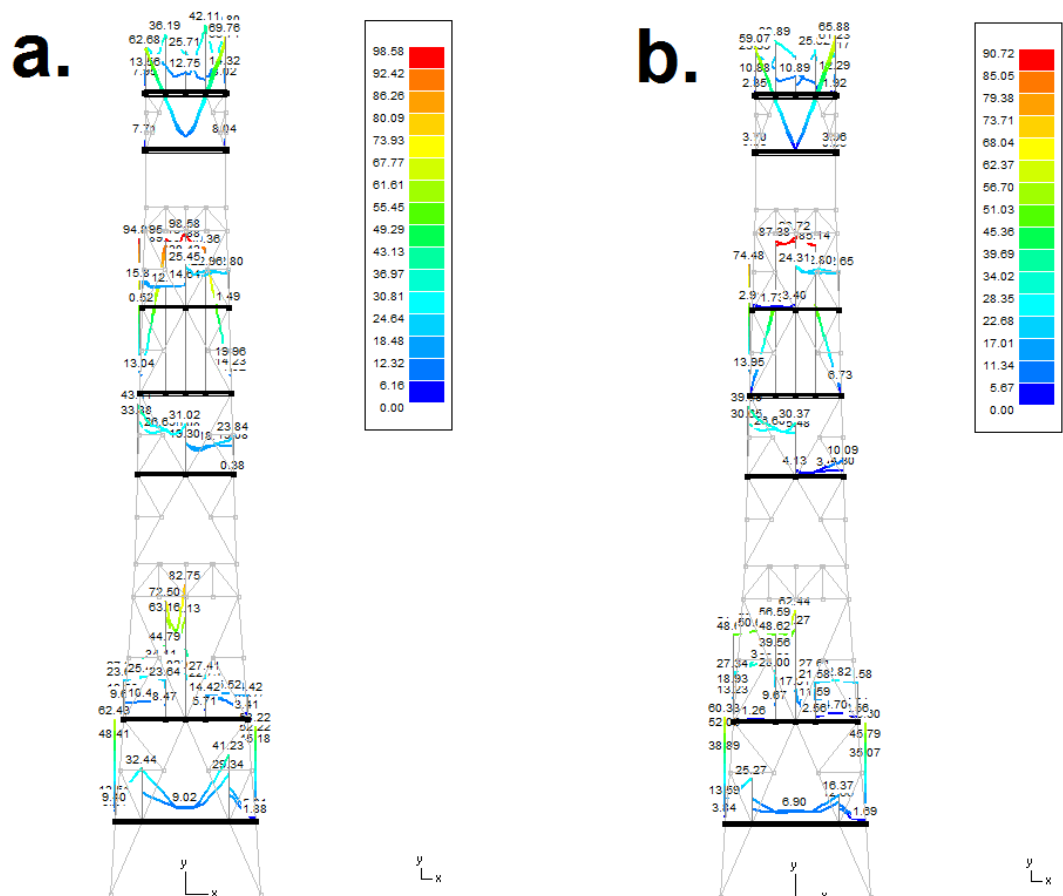


Figura 5-12 - Agotamiento de las secciones de las barras de las plantas
(a. Resistencia de la sección; b. Riesgo de pandeo)



5.3.3. Análisis comparativo de los resultados

Los resultados tanto del estudio de la estructura con la estática gráfica como del análisis con PowerFrame según el Código Técnico de la Edificación, presentan ninguno agotamiento de las secciones que sobrepasa los máximos de resistencia de las secciones. En cambio los riegos de pandeo que se habían percibidos en las barras de contraviento en "X" de la parte II-4 parecen reales. Cabe observar más en detalle las uniones y las secciones de las barras para confirmar el riesgo.

Los pilares de la parte I-1 parecían ser solicitados cerca del máximo admisible por la sección, en el estudio de la estructura con la estática gráfica, mientras que en el análisis con PowerFrame, presenta un agotamiento de las secciones en resistencia con un margen importante.

Las reacciones en los apoyos de la torre sometida al viento atestatan que la torre no presenta riesgos de volcada según el análisis de PowerFrame (Figura 5-13) mientras que el estudio de la volcada en el capítulo 5 ponía de manifiesto un riesgo. En efecto, los cuatro puntos de contacto de los pilares con el suelo son comprimidos y no permiten a uno de los apoyos de descolgarse. Así, el peso de la estructura es suficiente para impedir la volcada de la torre sometida al viento.

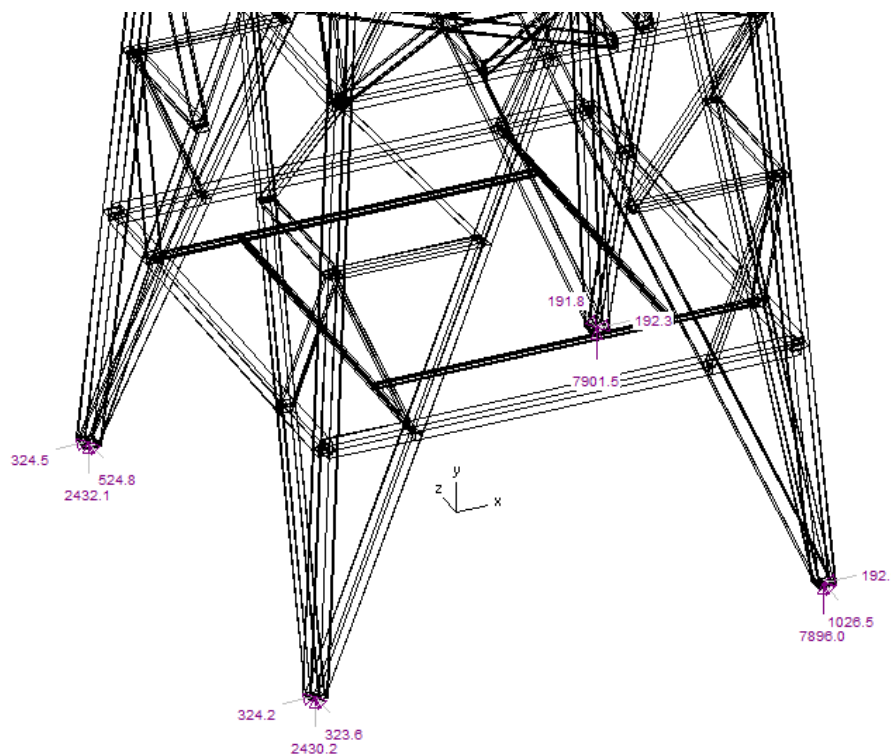


Figura 5-13 - Reacciones máximas en los apoyos (en kN)



6. Presupuesto de la estructura

6.1. Perfiles metálicos

Se hace una estimación del precio de los perfiles de la estructura metálica según el catálogo de precios de Arcelor, que proporciona los precios por tonelada para los diferentes perfiles. Los precios de los perfiles son dados para perfiles en S235JR, para adaptar estos precios al grado del material empleado en la estructura estudiada hace falta tomar en cuenta un sobrecosto. Para la Torre Jaume I se ha considerado el empleo de perfiles en S275JR que implica un sobrecosto de 10€/t [23]. La Figura 3-1 presenta los precios para los perfiles IPN, UPN y los angulares L.

Perfiles			Precio de base
Categoría	Designación	Dimensión	en €/t
A 0	IPN	80 – 120	380
A 1	IPN	140 – 220	380
A 2	IPN	240 – 300	415
A 3	IPN	320 – 500	435
A 4	IPN	550 – 600	555
B 0	UPN	80 – 120	380
B 1	UPN	140 – 220	380
B 2	UPN	240 – 320	410
B 3	UPN	350 – 400	445
AM 1	angular L	120 x 120	500
AM 2	angular L	130 x 130	500
		150 x 150	500
		150 x 90 – 150 x 100	500
AM 3	angular L	160 x 160 – 180 x 180	500
		200 x 200 – 200 x 100	500
AM 4	angular L	250 x 250	600

Figura 6-1 - Precios de los perfiles en S235 extractos del catálogo de precios Arcelor [23]

Los perfiles IPN empleados en la estructura son de la categoría A1 y por eso salen a 390 €/t en S275JR, los perfiles UPN son de las categorías B0 a B3 y salen entre 390 €/t y 420 €/t y por fin los angulares L salen todos a 510 €/t.



El peso total de la estructura, según PowerFrame es de 384 t o sea, considerando un precio medio de 450 €/t, un costo de 172 800 € de perfiles metálicos.

6.2. Pintura de los perfiles

Para proteger la estructura y garantizar las propiedades de los perfiles una capa de pintura es necesaria para prevenir la corrosión. Según PowerFrame la superficie de pintura es de 5390 m². Los 250 000 m² de superficie de la Torre Eiffel a cubrir con alrededor de 60 t pintura [24] ecológica han costado 4 millones de euro en 2009 [25]. Por consiguiente, una operación similar costaría para la los perfiles de la estructura cerca de 90 000 €.



7. Impacto ambiental

7.1. Impacto el paisaje

Claramente, la construcción de un edificio de más de 100 m de altura cambia el paisaje. Pero, este cambio visual puede transformarse en una ventaja importante. Cabe recordar que la Torre Eiffel fue tan criticada antes de su construcción que el proyecto fue previsto como una atracción temporal. Ahora, la torre metálica es el símbolo de París y de Francia, como el teleférico es un símbolo y una atracción turística importante para el puerto de Barcelona y un testimonio del patrimonio industrial catalán.

7.2. Impacto sobre el medio geológico

El impacto sobre el suelo suele ser reducido. En efecto, el proyecto de la Torre Jaume no ha afectado mucho el medio geológico ya que la construcción del muelle de Barcelona ya estaba efectiva al momento de su creación. Además, las cimentaciones de hormigón son relativamente estables y no presentan riesgos de contaminación del suelo y se apoyan en la capa del fondo del mar que permite de aguantar la torre.

7.3. Impacto sobre el agua

La estructura no tiene contacto directo con el mar y la contaminación por infiltración hacia las cimentaciones no presente riesgo de contaminación del mar. Tampoco la estructura tiene una composición estable que no contamina el agua.

7.4. Impacto sobre la atmosfera

Tanto la estructura metálica como los cimientos no generan emisiones a la atmosfera. Pero las capas de pintura empleadas para proteger el metal de las agresiones exteriores presentaban una fuente importante de contaminación. En efecto, las pinturas y los solventes empleados antes de las normas de reducción de emisión de Compuestos Orgánicos Volátiles (COV). La Comisión Económica para Europa de las Naciones Unidas da la definición siguiente: “los Compuestos Orgánicos Volátiles son los compuestos orgánicos producidos por el hombre, distintos del metano, que son capaces de producir oxidantes fotoquímicos por reacción con óxidos de nitrógeno en presencia de luz solar”. La presencia de estos gases en la atmosfera tiene impactos sobre la salud de los humanos y animales, sobre la degradación de la capa de ozono y causa la lluvia acida.



Las leyes actuales tanto al nivel europeo que mundial actúan a favor de la prohibición de las emisiones de COV. Así, las pinturas ahora deben respetar niveles de emisiones de COV reducidas o nulas. Así, la 19ª campaña de pintura de la Torre Eiffel ha sido con una pintura cumpliendo las nuevas normas de respecto del medio ambiente. En efecto, un edificio como la Torre Eiffel necesita alrededor de 60 t de pintura para cubrir los 250 000 cm² de su estructura metálica cada 7 años [24]. Se supone que las obras futuras de pintura en la Torre Jaume I van a ser del mismo orden y las emisiones de contaminantes atmosféricos relacionadas aceptables, aunque en el pasado las operaciones de pintura representaron una fuente de contaminación importante.



Conclusiones

Al final del estudio de la estructura de la Torre Jaume I aparece un riesgo de pandeo en la parte II-4 de la torre tanto con la estática gráfica que con los métodos actuales. Pero quizá se debe minimizarlo ya que la modelización de la estructura no refleja exactamente la realidad. En efecto, las barras de la torre son compuestas de un enrejado que permite de alcanzar una alta resistencia de la barra y minimizar el peso propio y la superficie resistente frente al viento. Además, las uniones no son rotulas perfectas en la realidad y esta consideración reduce el riesgo de pandeo de las barras.

Los estudios ponen de realce la diferencia de lógica que existe en las reglas de cálculo de las dos épocas. Al principio del siglo XX, se consideraba una minoración de la resistencia del material importante, dado que la fabricación y los ensayos no permitían de deducir las propiedades de los perfiles con exactitud, y los esfuerzos se tomaban brutos. Los métodos actuales se basan en coeficientes de seguridad para el material muy flojos y una sobreestimación de las cargas en aplicación sobre la estructura (generación de las combinaciones de cargas en PowerFrame).

La estructura existe desde hace 80 años y está todavía en buen estado pero las estructuras viejas necesitan un cuidado particular para asegurarse de sus propiedades estructurales. Por eso, la compañía que gestiona la Torre Eiffel se ha dotado hace poco de un modelo numérico detallado de la estructura para seguir su envejecido de manera precisa y planificar su mantenimiento y la influencia de los cambios efectuados sobre la estructura inicial. Fueron necesarios 14 meses a un equipo compuesto de seis ingenieros y técnicos del “Centro Technique des Industries Mécaniques” (CETIM) para realizar un modelo numérico fiable de la Torre Eiffel [28]. Por ejemplo, el sobrepeso suplementario de 60 t que implica cada campaña de pintura de la Torre Eiffel no entraba en los cálculos de Gustave Eiffel dado que la estructura fue construida para un tiempo inicial de 20 años. Así, el proyecto de construcción de un restaurante en lugar del mirador bajo de la Torre Jaume I puede necesitar cálculos estructurales que una modelización fiable podría proporcionar. Además, un estudio dinámico de la estructura puede ser también interesante para asegurarse de la resistencia bajo una actividad sísmica o de manera más probable bajo las rachas de viento.





Agradecimientos

A mi Director de Proyecto, Josep María Pons Poblet, para su ayuda a través de sus sugerencias bibliográficas y comentarios durante el desarrollo de este proyecto.

Al profesor Frederic Marimon Carvajal para la licencia del programa PowerFrame y sus consejos para la modelización de la Torre Jaume I.

Al ingeniero de la sociedad Teleféricos de Barcelona S.A., Rafael de María, para su tiempo dedicado a darme informaciones tantas históricas como técnicas sobre el teleférico.

A Ester Campillo Peralba del “Dipòsit de Prearxivatge del Arxiu Municipal Administratiu” de Barcelona, para la recerca de documentos sobre el teleférico dentro de los innumerables archivos de Carles Buïgas.

Al personal de los archivos históricos de la UPC-ETSEIB y de la UPM-ETSI de Minas, para su amabilidad y ayuda en la búsqueda de libros de estática gráfica.





Bibliografía

Referencias bibliográficas

- [1] OFICINA ANY CERDÀ, *150 años de la creación del Ensanche 1859-2009, Centre de Cultura Contemporània de Barcelona (CCCB)*, 2009.
[<http://www.anycerda.org/web/>, marzo 2011]
- [2] LAMÚA Muntsa, *1888: La Ciudad de los prodigios ; La Exposición Universal de las Artes y las Industrias de Barcelona*, 2004.
[<http://www.liceus.com/cgi-bin/tcua/5004.asp>, marzo 2011]
- [3] WIKIPEDIA, *Exposición Universal de Barcelona (1888)*.
[[http://es.wikipedia.org/wiki/Exposici3n_Universal_de_Barcelona_\(1888\)](http://es.wikipedia.org/wiki/Exposici3n_Universal_de_Barcelona_(1888)), marzo 2011]
- [4] SOLÀ-MORALES Ignasi, *L'Exposició Internacional de Barcelona (1914-1929) com a instrument de política urbanain*, Recerques 6, 1976, p.137-145.
- [5] TRANSPORTS METROPOLITANS DE BARCELONA, *Breu historia del Metro 1920-2010, TMB*, 2010.
[http://www.tmb.cat/publicacions_tmb/historia_metro/index.htm, marzo 2011]
- [6] ARXIU MUNICIPAL DEL DISTRICTE DE SANTS-MONTJUÏC, *Els Transports*, Ajuntament de Barcelona, 2003.
- [7] GALLARDO Joan Maria, *Los Funiculares y teleféricos españoles*, Lluís Prieto-Editor, 1997, p.222-226.
- [8] BUÏGAS Carles, *Exposición de Barcelona 1929, el transbordador aéreo del puerto*, Revista de la Exposición, 1928.
- [9] AJUNTAMENT DE BARCELONA, *Carles Buïgas 1898-1998*, 1998.
[<http://www.bcn.es/buigas>, marzo 2011]
- [10] DEULOFEU VILA Marc, *Vida i trajectòria de Joan Deulofeu*.
[<http://www.xtec.cat/~jbiayna/jjcc/arxiu/treballs01/73.pdf>, marzo 2011]
- [11] HOIST MAGAZINE ONLINE, *History of Adolf Bleichert*.
[<http://www.hoistmagazine.com/story.asp?sectionCode=109&storyCode=2047137>, marzo 2011]
- [12] REMONTÉES-MÉCANIQUE.NET, *Le TPH20 du port – Barcelone*.



[<http://www.remontees-mecaniques.net/bdd/reportage-2172.html>, marzo 2011]

- [13] ARXIU MUNICIPAL ADMINISTRATIU, *Concesión de un ascensor desde la prolongación del paseo de Colom hasta la Terrassa de Miramar solicitado por la Sociedad Anónima Funicular de Montjuich*, 6 de octubre de 1927, Catálogo de la documentación de ordenación y gestión del transporte (P111) custodiada per el archivo municipal administrativo: documento 460, 2007.
- [14] EXPOSICIÓN INTERNACIONAL, *Barcelona, 1929-1930: recuerdo de la Exposición*, 1930, p.22.
- [15] KOEHLIN Maurice, *Applications de la statique graphique*, Baudriy et C^{ie} Paris, 1889, p.16-29 – p.259-272
- [16] EIFFEL Gustave, *La Tour de trois cent mètres*, Imprimeries Lemercier Paris, 1900, p.16-81 – Calculs & description.
- [17] ALTOS HORNOS DE VIZCAYA SOCIEDAD ANÓNIMA BILBAO, *Prontuario para el empleo de viguetas de acero para la construcción de edificios*, 1929.
- [18] UNIVERSIDAD DE CASTILLA-LA MANCHA, Estructuras trianguladas, Método gráfico de Cremona.
[http://www.uclm.es/area/ing_rural/Presentaciones/EstructurasTrianguladas_Cremona/EstructurasTrianguladas_Cremona.html, abril 2011]
- [19] CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, *Documento Básico - Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación CTE DB-SE-AE*, 2006.
- [20] BONHOMME J. y SILVESTRE E., *Constructions Métalliques*, Dunod & Pinat Paris, 1913, p.107.
- [21] ARCELOR SECTIONS COMMERCIAL S.A., *Vigas, perfiles y comerciales*, Arcelor Group, 2004.
- [22] BUILDSOFT S.A., *Manual de referencia PowerFrame*, 2006.
- [23] ARCELOR SECTIONS COMMERCIAL S.A., *Barèmes: poutrelles, profilés et aciers marchands*, Arcelor Group, 2006.
- [24] SOCIÉTÉ D'EXPLOITATION DE LA TOUR EIFFEL, *Site officiel de la Tour Eiffel*, SETE, 2010.
[<http://www.tour-eiffel.fr/>, mayo 2011]



- [25] FOURAY Daniel, *La Tour Eiffel a 120 ans et se reteint en brune*, Ouest-France, 1 de abril de 2009.
[http://www.ouest-france.fr/actu/actuDet_-La-Tour-Eiffel-a-120-ans-et-se-reteint-en-brune-_3639-880761_actu.Htm, mayo 2011]
- [26] CENTRO TECHNIQUE DES INDUSTRIES MÉCANIQUES, *La Tour Eiffel modélisée*, 2010.
[<http://www.cetim.fr/cetim/fr/Actualites/En-France/A-la-une/La-tour-Eiffel-modelisee>, mayo 2011]

Bibliografía complementaria

- [27] PESCATORE J-P, *Les Aciers de constructions de la norme NF EN 10025, historique de leur désignation*, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, 2003.
- [28] EIFFEL Gustave, *Mémoire présenté à l'appui du projet définitif du Viaduc de Garabit (Texte et Atlas)*, Baudry & C^{ie} Paris, 1889.
- [29] MAURER Maurice, *Statique graphique appliquée aux constructions (Texte et Atlas)*, Librairie Polytechnique de J.Baudry Paris, 1882.
- [30] GREENWOLD Simon, *Active Statics*, 2003.
[<http://acg.media.mit.edu/people/simong/statics/Start.html>, avril 2011]
- [31] DAVILA Jose Miguel, *Teoría general de estructuras articuladas planas*, Universidad de Huelva.
[http://www.uhu.es/josemiguel.davila/TeoriaEstructuras_archivos/TeoriaEstructuras_TE MAIV-1_CelosiasPlanas.pdf, abril 2011]
- [32] NORMALISATION FRANÇAISE - EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier et document d'application nationale - tours, mâts et cheminées XP ENV 1993-3-1*, novembre 2001.
- [33] ZIESING Dirk, *Zur Berechnung von Gittermasten (Static analysis of latticed towers)*, Stahlbau 73, 2004.

